

I 編 プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材突出に対する検討

I 編 目 次

1 章.	概要	I -3
1.1	研究の背景と目的.....	I -3
1.2	研究の流れ.....	I -4
1.3	用語の定義.....	I -6
2 章.	プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム.....	I -7
2.1	床版橋の整備状況.....	I -7
2.2	プレテンション PC 床版橋の概要.....	I -7
2.2.1	構造概要	I -7
2.2.2	設計方法	I -8
2.2.3	施工方法	I -10
2.3	PC 鋼材破断のメカニズム及びリスクの例	I -11
2.3.1	一般的な横締め PC 鋼材破断のメカニズム	I -11
2.3.2	横締め PC 鋼材突出のリスクの例	I -12
3 章.	プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法の変遷と状態把握の注意点. I -13	
3.1	材料、施工機械、施工方法の変遷.....	I -13
3.1.1	概要	I -13
3.1.2	横締め PC 鋼材の変遷	I -13
3.1.3	シーすの変遷	I -15
3.1.4	グラウトに関する技術の変遷	I -16
3.1.5	間詰めコンクリートの変遷	I -20
3.2	現行の一般的な仕様.....	I -24
3.3	床版橋の技術変遷に基づく注意点.....	I -25
3.3.1	点検における注意点	I -25
3.3.2	対策における注意点	I -26
4 章.	損傷事例の調査.....	I -28
4.1	既設 PC 床版橋における横締め PC 鋼材の突出事例.....	I -28
4.1.1	事例① I 橋（緊急対応事例）	I -28
4.1.2	事例② II 橋（補修後の再劣化、補修箇所以外の劣化）	I -31
4.1.3	事例③ III 橋（複数本の突出）	I -33
4.1.4	事例④ IV 橋（補修途中で別の鋼材が突出）	I -35
4.1.5	事例⑤ V 橋（カップラー接続位置の推定事例）	I -39
4.2	既設 PC 床版橋の現地調査.....	I -41
5 章.	損傷事例の分析.....	I -120
5.1	調査結果の整理.....	I -120
5.2	調査結果の分析.....	I -123
5.3	損傷事例の調査を踏まえた PC 鋼材破断に対する維持管理について.....	I -125

5.3.1	日常点検における注意点	I -125
5.3.2	緊急時の対応における注意点	I -126
5.3.3	恒久対策・復旧について	I -128
6 章.	横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ.....	I -134
6.1	概要.....	I -134
6.2	横締め PC 鋼材の有無が耐荷力に与える影響検討.....	I -134
6.3	プレテンション PC 床版橋の設計方法.....	I -134
6.4	格子構造としての耐荷力評価(ケーススタディ).....	I -134
6.4.1	検討概要並びに検討方法	I -134
6.4.2	検討ケース	I -137
6.4.3	検討結果	I -139
6.5	桁 1 本状態の耐荷力評価.....	I -151
6.5.1	曲げに対する検討	I -152
6.5.2	せん断に対する検討	I -154
6.6	ケーススタディ検討結果総括.....	I -155
6.7	ケーススタディから得られた知見.....	I -158
7 章.	まとめ ～維持管理の参考となる知見の整理～.....	I -159
7.1	使用する材料や施工機械の変遷から得られた知見.....	I -159
7.2	損傷事例調査及び現地調査から得られた知見.....	I -160
7.3	耐荷力評価のケーススタディから得られた知見.....	I -161

1章. 概要

1.1 研究の背景と目的

プレテンション方式 PC 床版橋は、1959 年(昭和 34 年)に標準設計が、その後同年に、JIS 規格が整備された。1960～2000 年頃まで、プレテンション PC 床版橋は年間 1,000 橋程度、建設・整備が行われてきた。これらのプレテンション PC 床版橋では、経年の影響として、他のコンクリート橋と同様の劣化や損傷が見られるだけでなく、構造の特徴に関するものとして間詰めコンクリートの劣化や横締め PC 鋼材の破断や突出の事例が報告されている。特に、横締め PC 鋼材の突出は第三者被害につながるおそれがあり、見逃すことのできない課題である。PC 鋼材の破断や突出は、プレテンション PC 床版橋のみならず、T 桁橋や箱桁橋における横締め PC 鋼材・軸方向の PC 鋼材や、箱桁橋におけるせん断鋼棒にも報告されているが、特にプレテンション PC 床版橋は標準化された構造で整備されてきており、極論すれば、いずれのプレテンション PC 床版橋においても横締め PC 鋼材の破断や突出の可能性があると考えた管理が必要である。しかし、横締め PC 鋼材の破断や突出に対する維持管理方法や対策検討については、以下の課題があると考えられる。

- ・ PC 床版橋における横締め PC 鋼材の破断や突出の可能性の高まりは、橋ごとの下面や側面の外観に現れる変状の特徴や、横締め PC 鋼材の腐食、減肉、破断に対して、定量的ではないにしろ、定性的な関係性はある程度見られる可能性があると考えられるが、そのような観点での損傷例等の蓄積、整理は十分でない。
- ・ 横締め PC 鋼材の破断や突出時には、個々に、橋の耐荷力の評価や通行規制の必要性が検討され、交通の管理や構造の安全性の確保などの対応がとられているものと考えられるが、知見が共有されておらず、破断や突出が確認されたときに、緊急の安全性の確保や橋の耐荷力の評価の観点で参考にできる情報が少ない。
- ・ 予防的な突出防止対策はこれまでも個々に実施されているものの、その耐久性や維持管理方法についての知見が少ない。

そこで、本研究は、プレテンション PC 床版橋において確認されている横締め PC 鋼材の破断や突出について、a)当該構造の概要、b)横締め PC 鋼材の破断・突出メカニズム、c)横締め PC 鋼材の破断に対する耐荷力評価ケーススタディ、d)損傷状況調査に基づく PC 鋼材破断メカニズムの検証、e)横締め PC 鋼材破断に対する対策事例の現地調査を行った。そして、これらの検討・研究を踏まえて、今後の維持管理の参考となる知見をまとめた。

1.2 研究の流れ

本研究の流れは以下のとおりである(図- 1.2.1 参照)。

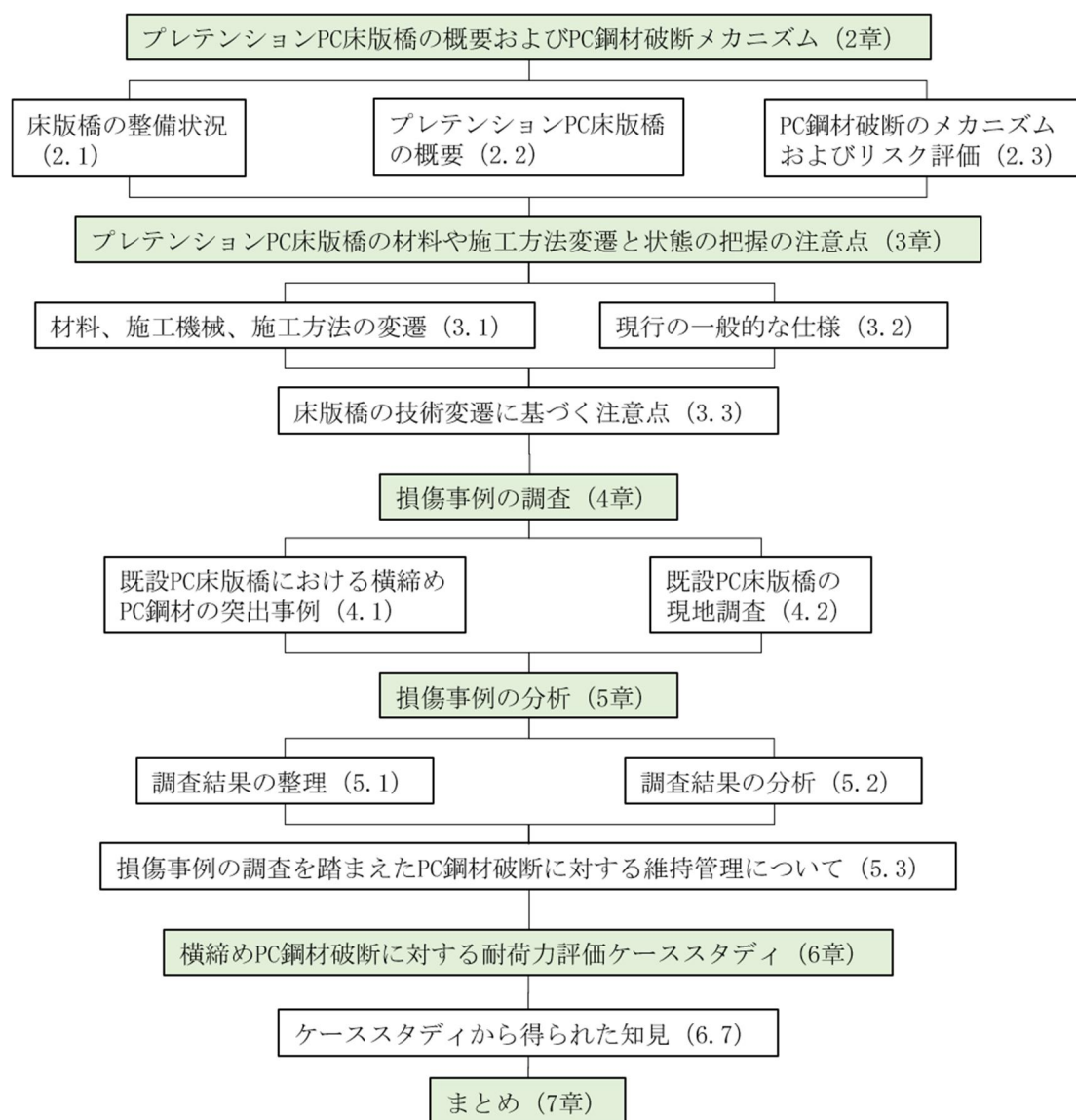


図- 1.2.1 本研究の流れ

報告書の構成

本報告書 I 編の構成は、以下のとおりである。

1 章 概要

2 章 プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム

3 章 プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法変遷と状態の把握の注意点

4 章 損傷事例の調査

5 章 損傷事例の分析

6 章 横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ

7 章 まとめ～維持管理の参考となる知見の整理～

「1 章 概要」では、本研究の背景及び目的、研究の流れ、報告書の構成、用語の定義を示す。

「2 章 プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム」では、当該構造の橋梁の整備状況や、構造概要（設計・施工を含む）を整理した上で、床版橋において PC 鋼材が破断に至るメカニズムの一般論を述べる。

「3 章 プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法の変遷と状態の把握の注意点」では、床版橋に関わる構造や材料の仕様の変遷や、現行の一般的な仕様について整理した上で、整理結果に基づいて、既設の床版橋の点検及び対策策定時の一般的な注意点を述べる。

「4 章 損傷事例の調査」では、PC 鋼材破断・突出事例及び調査事例を本共同研究にて道路管理者より収集し、突出に至る橋の特徴や知見を整理した。その後、PC 鋼材の破断や突出に至った橋、及びその周辺にある同形式の橋について現地調査を実施し、類似条件において PC 鋼材の破断や突出が見られる橋や、突出事例と同じ変状が出ている橋が無いかを調査・整理した。

「5 章 損傷事例の分析」では、4 章の調査結果を整理した。その後、技術の変遷の観点と、既設橋に出ている変状の観点から分析を行った。また、整理・分析した結果から、PC 鋼材の破断に対する維持管理の提案を試みた。

「6 章 横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価のケーススタディ」では、プレテンション PC 床版橋に横締め PC 鋼材の破断が生じた際の耐荷力の評価方法の検討として、格子解析によるケーススタディを実施し、点検等で横締め PC 鋼材が破断したと判断された場合の、その時点における橋としての耐荷性能に関する目安を示した。

「7 章 まとめ～維持管理の参考となる知見の整理～」では、2 章から 6 章までで調査した結果に基づき、プレテンション PC 床版橋の維持管理において参考となる知見を整理した。

1.3 用語の定義

本書（I 編）にて用いる用語の定義を以下に示す。

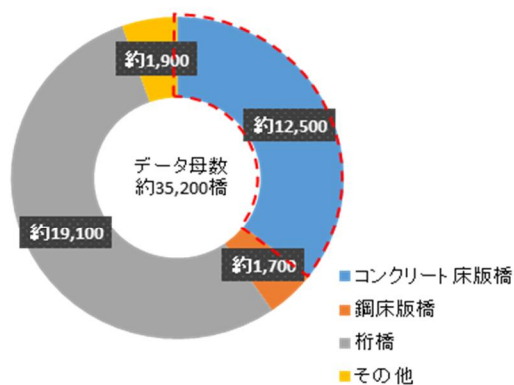
1	本研究	この共同研究を指す。国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人土木研究所、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、「PC 建協」）の 3 者による共同研究である。
2	プレテンション PC 床版橋	プレテンション方式でプレストレスを与えたプレキャスト PC 桁を主桁として現地で並べ、間詰めコンクリートを打設した後に横締め PC 鋼材を緊張して一体化した橋を指す。本研究では、単純桁橋の場合はプレテンション PC 単純床版橋と呼ぶ場合もある。プレキャスト PC 桁は、ホロー桁、T 桁（あるいは I 桁）などの形状があるが、本研究では全般を取り扱う。
3	間詰め部／間詰めコンクリート	プレテンション PC 床版橋において、プレキャスト PC 桁どうしの間をつなぐコンクリート部分を指す。本研究では、間詰め部分全般を指す場合は間詰め部、間詰めコンクリート部分を指す場合は間詰めコンクリートと呼ぶ。
4	横締め PC 鋼材	プレテンション PC 床版橋の橋軸直角方向に用いられる PC 鋼材を指す。一般に、支点横桁、中間横桁に用いられており、PC 鋼材の種類は PC 鋼棒、PC 鋼線、PC 鋼より線のいずれかが用いられる。本研究では一般論として用いる場合は横締め PC 鋼材と呼ぶ。
5	横締め PC 鋼材破断・突出	プレテンション PC 床版橋の横締め PC 鋼材が、何らかの理由によりコンクリート内部で PC 鋼材が破断し、鋼材が定着部から突出することがある。これらの現象を総括して「横締め PC 鋼材破断・突出」と表記する。
6	遊離石灰	コンクリート中の石灰成分が、コンクリート表面に析出している状態及び析出成分を指す。析出する現象としてはエフロレッセンスとも呼ぶが、本研究では遊離石灰という用語で統一している。

2章. プレテンション PC 床版橋の概要及び PC 鋼材破断メカニズム

2.1 床版橋の整備状況

国土交通省が管理している橋梁では、コンクリート床版橋は約 12,500 橋、鋼床版橋は約 1,700 橋ある (図-2.1.1)。建設年代別では 1960 年代に最も多くのコンクリート床版橋が整備されており、約 6 割にあたる 8,000 橋以上が建設後 50 年を超えている(図-2.1.2)。

(国土交通省が管理する道路橋の定期点検の 2016 年までの調書から集計)



※ 2m以上の直轄橋梁を対象とした集計
(溝橋を含む)

図- 2.1.1 構造物形式別橋梁数

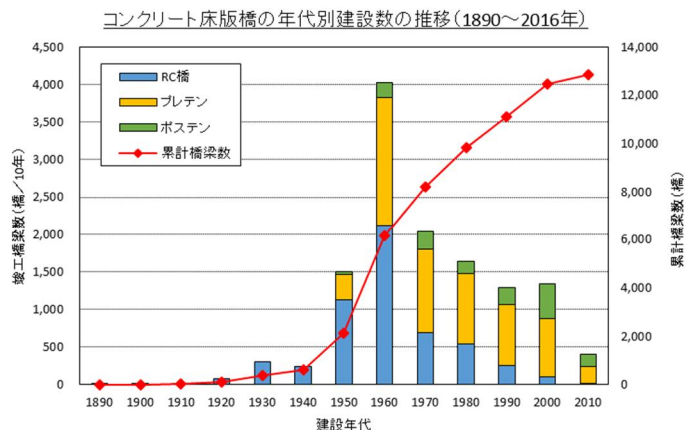


図- 2.1.2 コンクリート床版橋の建設年代推移

2.2 プレテンション PC 床版橋の概要

2.2.1 構造概要

本研究で着目するプレテンション PC 床版橋(図-2.2.1) は、工場で製作されたプレキャスト PC 桁（主桁）を現地で並べ、横締め PC 鋼材を用いて一体化させた構造である。

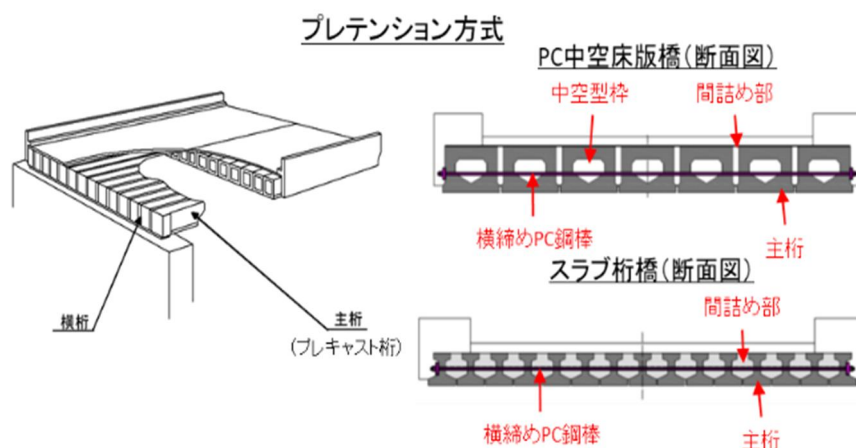


図- 2.2.1 プレテンション PC 床版橋概要

プレテンション PC 床版橋における、主桁の横締め孔と間詰めシー스의一般的な構造を、図-2.2.2 に示す。3.1.3 にて後述するとおり、1995 年以降の横締めシース径は、桁部で外径 $\phi 45$ （内径 $\phi 42$ ）、間詰め部で外径 $\phi 38$ （内径 $\phi 35$ ）を用いるのが一般的であり、間詰めシースの固定にはスポンジテープ等の固定テープが用いられることが多い。それ以前には、横締めシース径が小さく、グラウトの施工品質の確保の確実性の観点で現在の仕様よりも劣る。

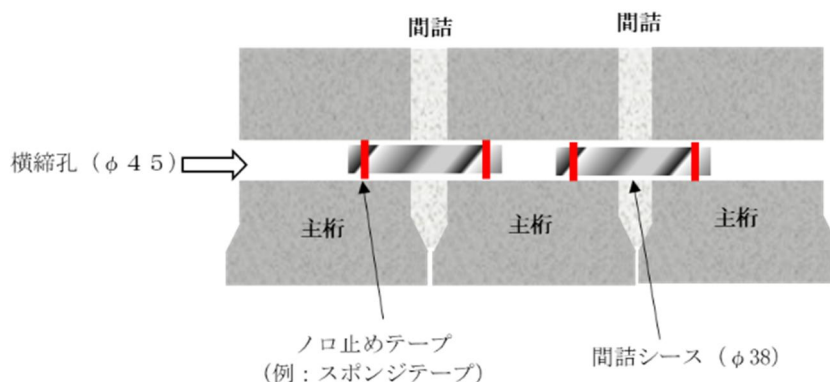


図- 2.2.2 プレテンション PC 床版橋における横締め構造概要例

2.2.2 設計方法

プレテンション方式 PC 単純床版橋の設計実務は、例えば、「やさしい PC 橋の設計～プレテンション方式 PC 単純スラブ橋～（H29 道路橋示方書対応）2021 年度（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会¹⁾」（以下、文献 1）と示す。）に見られる。この文献 1) に示されている設計の全体フローチャートを図- 2.2.3 に示す。

プレテンション PC 床版橋は、工場で製作された複数の PC 桁を、架橋位置にて架設し、その後、PC 鋼材で横締めをすることで桁の一体化を図り、版構造として挙動する構造体を形成するものである。この複数の PC 桁の荷重分配は、通常、格子解析や版理論により評価される²⁾。充実床版橋のように主方向と横方向の剛性に差がない構造では、等方性版として仮定し、Olsen の計算図表等に基づいて断面力を算出できるが、プレテンション PC 単純床版橋では、PC 桁を並べるだけでは主方向と横方向の剛性に差がある。そこで、横締め PC により桁どうしを一体化することで並べられた PC 桁が一体で直交異方性版として挙動するようにしたうえで Guyon-Massonnet-Bares の方法に基づいて断面力を算出している場合が多い。

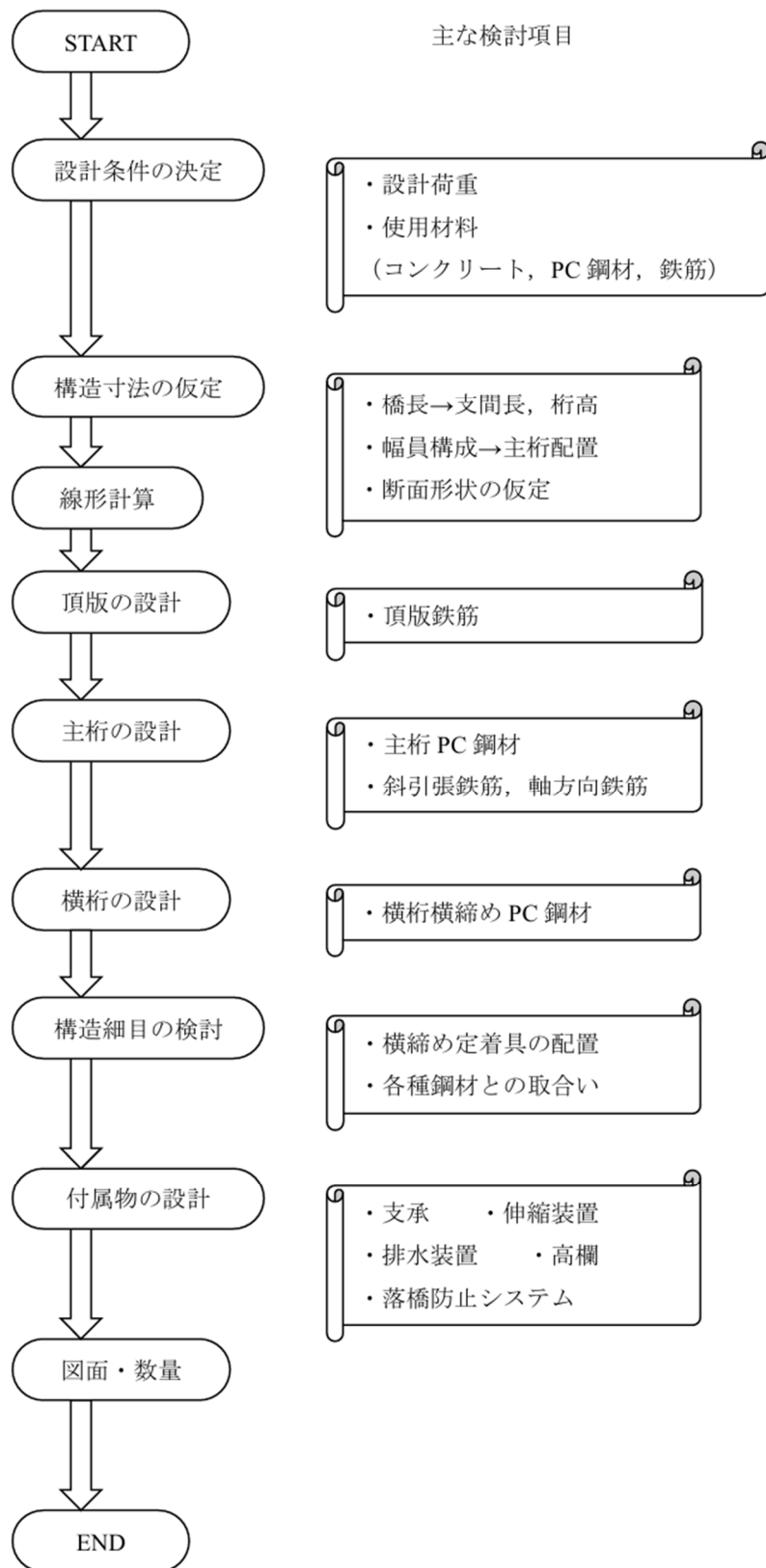


図- 2.2.3 現在一般的に用いられるプレテンション PC 床版橋設計方法
の全体フローチャートと検討項目¹⁾

2.2.3 施工方法

プレテンション PC 床版橋は、工場にて主桁が製作され、主方向の緊張を終えた状態で現地に搬入されるため、現場（架橋位置）での主な施工内容は「主桁の架設」～「横組み工（直角方向の一体化）」となる。一般的な施工フロー並びに施工状況を図-2.2.4 に示す。

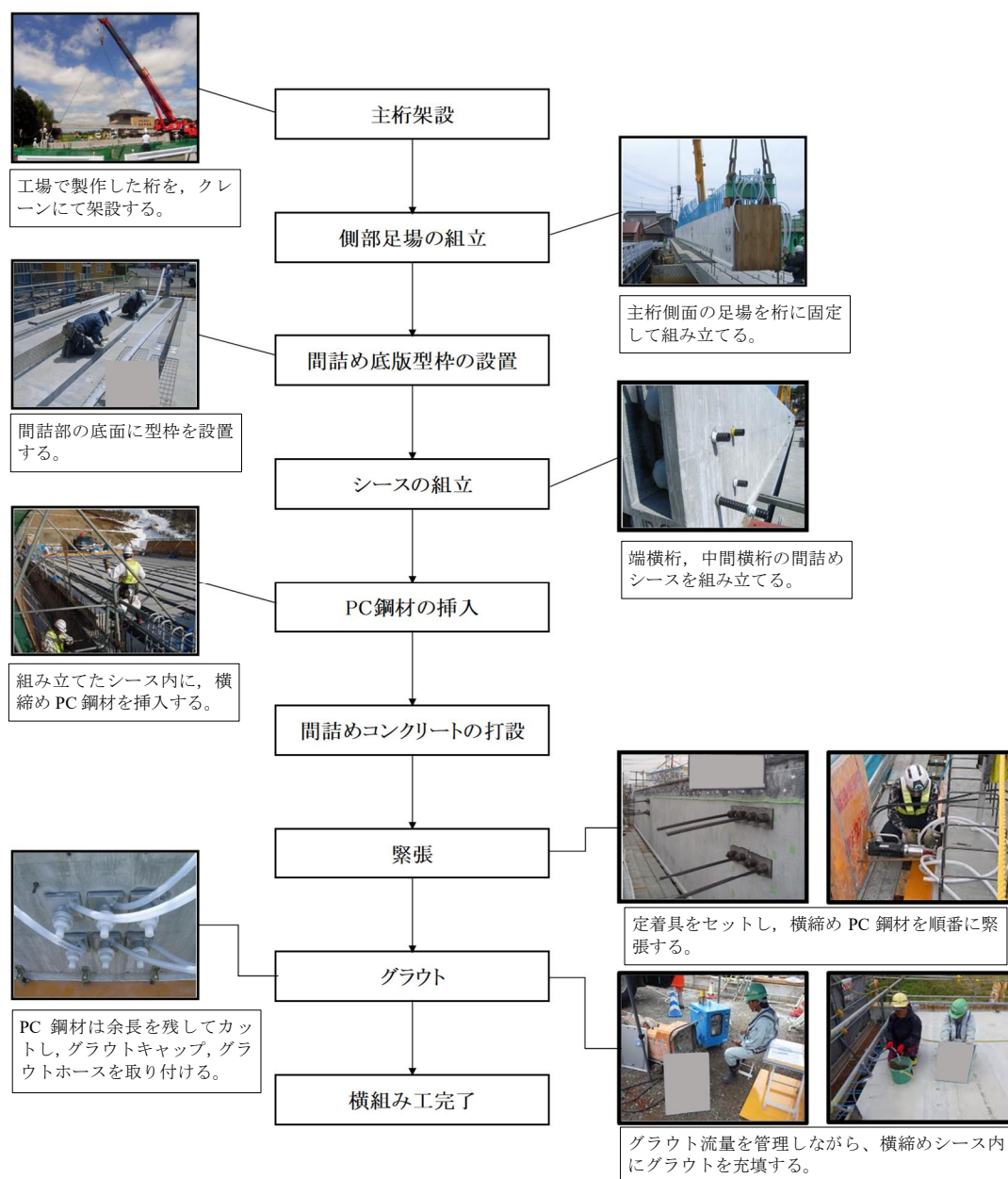


図-2.2.4 一般的なプレテンション PC 床版橋の施工フロー及び施工状況

2.3 PC 鋼材破断のメカニズム及びリスクの例

2.3.1 一般的な横締め PC 鋼材破断のメカニズム

横締め PC 鋼材の破断や突出は、種々の要因が考えられるが、一般には図-2.3.1 に示すメカニズムにより生じるものと考えられる。

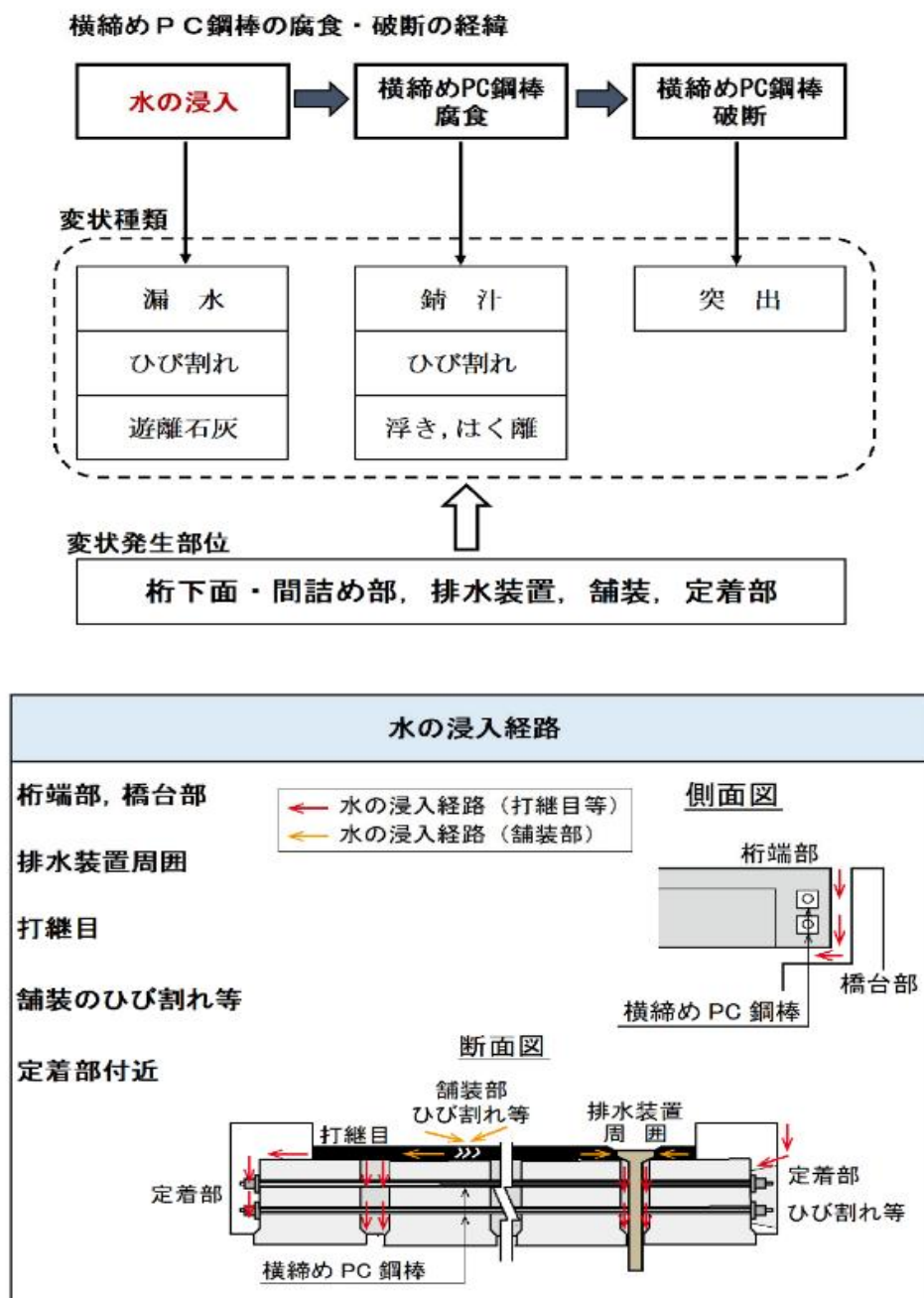


図- 2.3.1 横締め PC 鋼材の破断・突出メカニズム

- ・プレキャスト PC 桁の間に、間詰めコンクリートを打設して、横締め PC 鋼材により一体化を図った構造であるため、この主桁と間詰めコンクリートの界面に、浸水して、横締め PC 鋼材に腐食因子である水と空気、さらに、凍結防止材散布地域では塩化物イオンが供給される。
- ・間詰め部より供給される腐食因子に対して、横締め PC 鋼材のグラウト充填が不十分の場合、PC 鋼材の防錆機能が低下し、PC 鋼材の破断や突出の主たる原因となる PC 鋼材の腐食を引き起こす。

プレテンション PC 床版橋では、主桁と間詰めコンクリートに界面を有し、横締め PC 鋼材までの腐食因子の浸入経路が形成されやすいこと、一定の時期までの PC グラウトの信頼性が低かったことより、同種構造の橋梁では、潜在的に、横締め PC 鋼材の破断や突出が生じる要因を有している。

2.3.2 横締め PC 鋼材突出のリスクの例

間詰め部を有し、そこからの水の浸入があり得るという構造の特性からすれば、プレテンション PC 床版橋では、いずれの年代においても、横締め PC 鋼材の破断や突出のリスクを有する。そして、PC 鋼材として、PC 鋼より線と比較して鋼材破断時のエネルギーが大きくなる PC 鋼棒が用いられているとき、破断に伴う PC 鋼棒突出や定着背面のコンクリートのはく落が生じやすくなる。また、建設年代によって使用材料や施工方法、施工機械に差異があり、古い年代の橋ほど PC 鋼材破断や突出のリスクは大きくなると考えられる(3 章参照)。

横締め PC 鋼材の種別(鋼線、鋼より線、又は、鋼棒)やグラウト以外の要因として、横締め PC 鋼材の破断や突出の可能性に差を生じさせるものとしては防水層の設置有無がある。防水層設置は、設置以降の腐食因子の浸入抑制にとって有効と考えられる。ただし、建設時より防水層が設置されている場合と異なり、供用以降に防水層が設置された場合は、防水層設置前に腐食因子が横締め PC 鋼材に到達しているか否かが不明であり、相対的にリスクは大きくなる。

【2 章の参考文献】

- 1) やさしい PC 橋の設計～プレテンション方式 PC 単純スラブ橋～ (H29 道路橋示方書対応), 2021 年度, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会
- 2) 道路橋示方書・同解説, 平成 29 年 11 月, (社) 日本道路協会, 2017

3章. プレテンション PC 床版橋の材料や施工方法の変遷と状態把握の注意点

3.1 材料、施工機械、施工方法の変遷

3.1.1 概要

プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材の破断や突出に影響を及ぼす要因のうち、この章では、建設時の材料、施工機械、施工方法の変遷を調査する。調査項目として、a)横締め PC 鋼材、b)シーす、c)グラウト、d)間詰めコンクリートとする。

3.1.2 横締め PC 鋼材の変遷

横締め PC 鋼材には、PC 鋼棒のほか PC 鋼線や 19 本よりの PC 鋼より線が多く使われている。その技術の変遷を図- 3.1.1 に整理する。

- ・ 1971 年(S46)PC 鋼棒が JIS 規格化された。(JIS G3109)
- ・ 1980 年(S55)中空床版標準設計では、鋼材長が 8m 以上でも PC 鋼棒や PC 鋼線 12φ5mm が使用されていた。
- ・ 1981 年(S56)床版標準設計では、PC 鋼材の鋼材長が 8m 以下の場合は PC 鋼棒を用い、8m 程度以上については PC 鋼より線が用いられていた。
- ・ 同年には、19 本より線(SWPR19)が JIS 規格化された(JIS G3536)。
- ・ 1991 年(H3)中空床版標準設計では、鋼材長が 8m 以下の場合は PC 鋼棒が使用されていた。

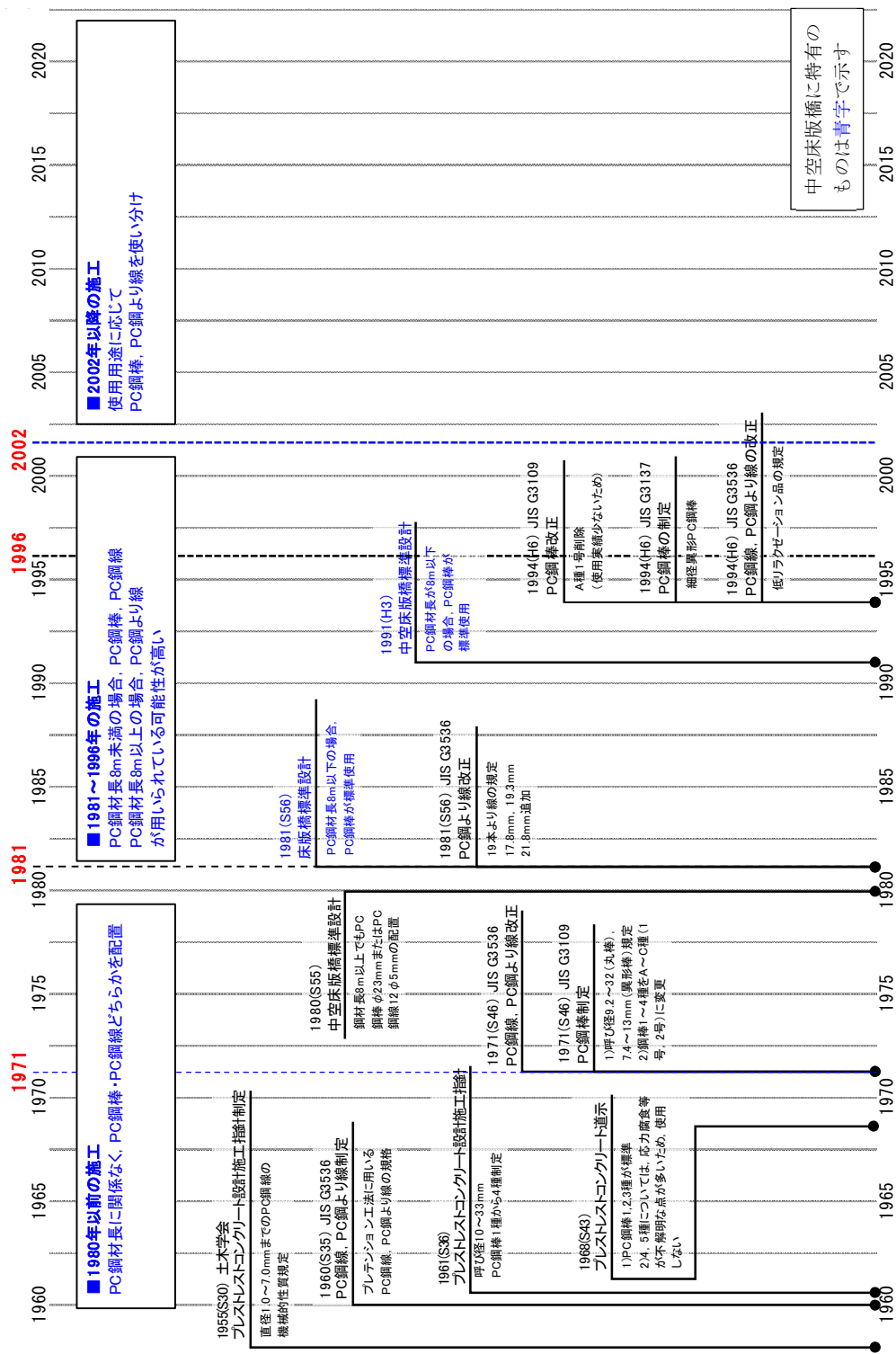


図- 3.1.1 PC 鋼材技術の変遷

3.1.3 シースの変遷

横締め PC 鋼材のグラウト充填においては、シースの空隙率（シース断面に占める、PC 鋼材以外の空隙部分の割合）が小さいと充填不良の原因となる。そのため、空隙率を十分に確保しておくことが重要である。現行においては、横締め PC 鋼材において、空隙率が 50% 程度以上は確保されるように、一般的に、横締め PC 鋼材の種別に関わらずシース内径は主桁部で $\phi 42\text{mm}$ 、間詰め部で $\phi 35\text{mm}$ が使用されている。また、横締めにおいては、一般にシースの材質は金属製が使用されるが、近年では PE シースが用いられる場合もある。現在のシース適用の詳細や PC 鋼材種別とシースの標準的な組合せごとの空隙率は、「PC グラウト & プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル 2024 改訂版, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会」³⁾などにまとめられている。

過去には横締め PC 鋼材に PC 鋼棒が使用されていた。1994 年頃までは PC 鋼棒 $\phi 32\text{mm}$ に対してシース内径 $\phi 38\text{mm}$ （空隙率約 29%）、PC 鋼棒 $\phi 26\text{mm}$ に対してシース内径 $\phi 32\text{mm}$ （空隙率約 34%）と空隙率が小さいシースが用いられており、グラウト充填不良が生じやすかった。さらに、1980 年頃までは横締め PC 鋼材に PC 鋼棒が採用され、かつ、鋼棒長さが 8m 以上の場合はカップラーによる接続が実施されることが多かった。加えて、このカップラーが緊張により伸びる影響をカップラーシース側も受けるため、カップラーシースが潰れて本来よりも空隙がさらに小さくなる傾向にあった。以上より、2 車線以上の幅員を有する場合はカップラーが必要になるので、特に充填不良のリスクが高かった。その後、8m 以上の場合は PC 鋼より線を用いるのが標準となったが、8m 以下については 2000 年頃まで PC 鋼棒が使われている可能性がある。カップラーシースの例を図-3.1.2 に示す。

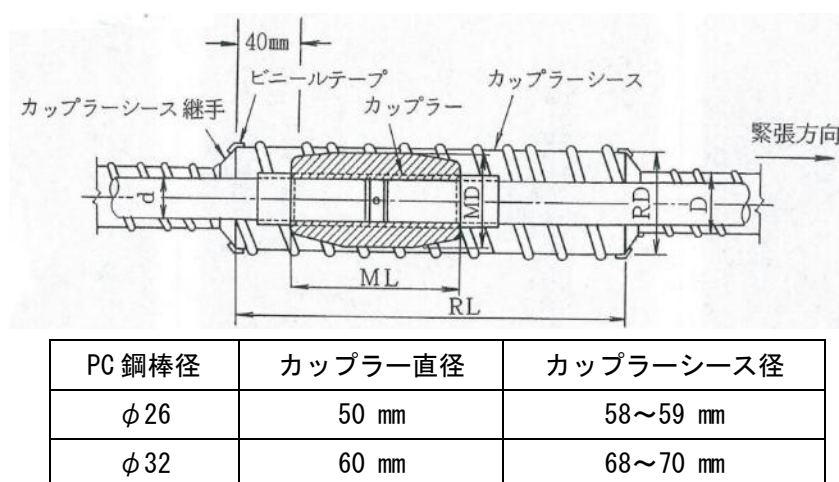


図-3.1.2 カップラーシース例⁴⁾

3.1.4 グラウトに関する技術の変遷

(1) グラウト関連規準

グラウトに関する業界標準と呼べるような基準類を初めて示したのは、1986 年に発刊した「PC グラウト施工マニュアル」である。それ以前は明確な業界標準がなく、土木学会の指針や国鉄構造設計事務所の PC 施工の手引きを参考にして施工を行っていた。土木学会の指針、国鉄構造設計事務所の手引き、PC 建協のマニュアルなどから、グラウトの変遷を以下に示す。

- ・ 1961 年 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針
- ・ 1966 年 土木学会：ディビダーク工法設計施工指針(案)
- ・ 1973 年 国鉄構造設計事務所：PC 施工の手引き
- ・ 1984 年 国鉄構造設計事務所：PC 施工の手引き(改訂)
- ・ 1986 年 PC 建協：PC グラウト施工マニュアル ◎
- ・ 1991 年 土木学会：コンクリート標準示方書 施工編
- ・ 1993 年 PC 建協：PC グラウト施工マニュアル(改訂) ◎
- ・ 1996 年 土木学会：コンクリート標準示方書 施工編(改訂)
PC 建協：PC グラウト施工マニュアル(改訂) ◎
- ・ 1999 年 PC 建協：PC グラウト施工マニュアル(改訂) ◎
- ・ 2002 年 道路橋示方書・同解説(H14) ★
- ・ 土木学会：コンクリート標準示方書 施工編(改訂)
PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル ◎
- ・ 2005 年 PC 技協：PC グラウトの設計施工指針 ◎
- ・ 2006 年 PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル
(改訂) ◎
- ・ 2012 年 PC 工学会：PC グラウトの設計施工指針(改訂) ◎
- ・ 2012 年 道路橋示方書・同解説(H24) ★
- ・ 2013 年 PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル
(改訂) ◎
- ・ 2017 年 道路橋示方書・同解説(H29) ★
- ・ 2024 年 PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル
(改訂) ◎
- ・ 2025 年 道路橋示方書・同解説(R7) ★

◎：業界標準となる基準類（PC 建協マニュアル等）

★：法令や法令に準拠する基準類（道示等）

年次	技術基準の変遷	主な改定内容
1961(S36)	土木学会 プレストレストコンクリート設計施工指針制定	
1966(S41)	土木学会 デビダーク工法設計施工指針(案)	
1978(S53)	土木学会 コンクリート標準示方書施工編	
1973(S48)	国鉄 PC施工の手引き	
1984(S59)	国鉄 PC施工の手引き	
1986(S61)	PC建協 PCグラウト施工マニュアル	
1991(H3)	土木学会 コンクリート標準示方書施工編	
1993(H5)	PC建協 PCグラウト施工マニュアル 改訂	
1996(H8)	土木学会 コンクリート標準示方書施工編 改訂	
1996(H8)	PC建協 PCグラウト施工マニュアル 改訂	
1999(H11)	PC建協 PCグラウト施工マニュアル 改訂	
2002(H14)	道路橋示方書・同解説	
2002(H14)	土木学会 コンクリート標準示方書施工編 改訂	
2002(H14)	PC建協 PCグラウト&フレングラウトPC鋼材施工マニュアル 改訂	
2005(H17)	PC技協 PCグラウトの設計施工指針	
2006(H18)	PC建協 PCグラウト&フレングラウトPC鋼材施工マニュアル 改訂	
2012(H24)	PC工学会 PCグラウトの設計施工指針 改訂	
2018(H30)	PC建協 PCグラウト&フレングラウトPC鋼材施工マニュアル 改訂	
2019(H31)		PEシース、グラウトホースの配置処理 ISO規格への対応
2020(H32)		塩化物イオン量の規定
2020(H32)		ノンブリーディングタイプの使用を標準化
2020(H32)		ノンブリーディングタイプの使用を併記

図- 3.1.3 グラウト関連規準の変遷

(2)グラウトの材料、施工方法及び管理方法

グラウトの材料は、混和剤とアルミニウム粉末を使用したグラウト材が主流であったが、品質の安定性に欠けており、1979 年の専用混和剤の開発により、安定した品質のグラウト材となった。2000 年以前はブリーディングを許容していたため、グラウト施工直後にブリーディング水が残留、散逸してシーす内に空隙が発生し、PC 鋼材の防食のためのかぶりが不足することで腐食の原因となっていたと想定されており、PC 鋼材破断の原因の一つと考えられている。ノンブリーディング型のグラウト材が普及し、標準化されたことで、グラウトに起因する PC 鋼材の破断リスクは低減したと考えられる。

- ・ ブリーディングは 1994 年まで 3%以下とされていたが、1996 年にノンブリーディングタイプが推奨され、1999 年には標準化された。
- ・ 1999 年まではブリーディングを許容していたため、膨張率試験を行っていたが、ノンブリーディングタイプを使用する場合は膨張を必要としないため、試験を省略している。
- ・ PC グラウト施工マニュアル（PC 建協）の変遷を以下に示す。
 - ・ 1986 年 グラウト工の品質管理記録を義務化
 - ・ 1993 年 耐久性における PC グラウトの重要性に言及
 - ・ 1996 年 流量計の使用及び講習会受講を義務化

グラウト施工の変遷を図- 3.1.4 に示す。

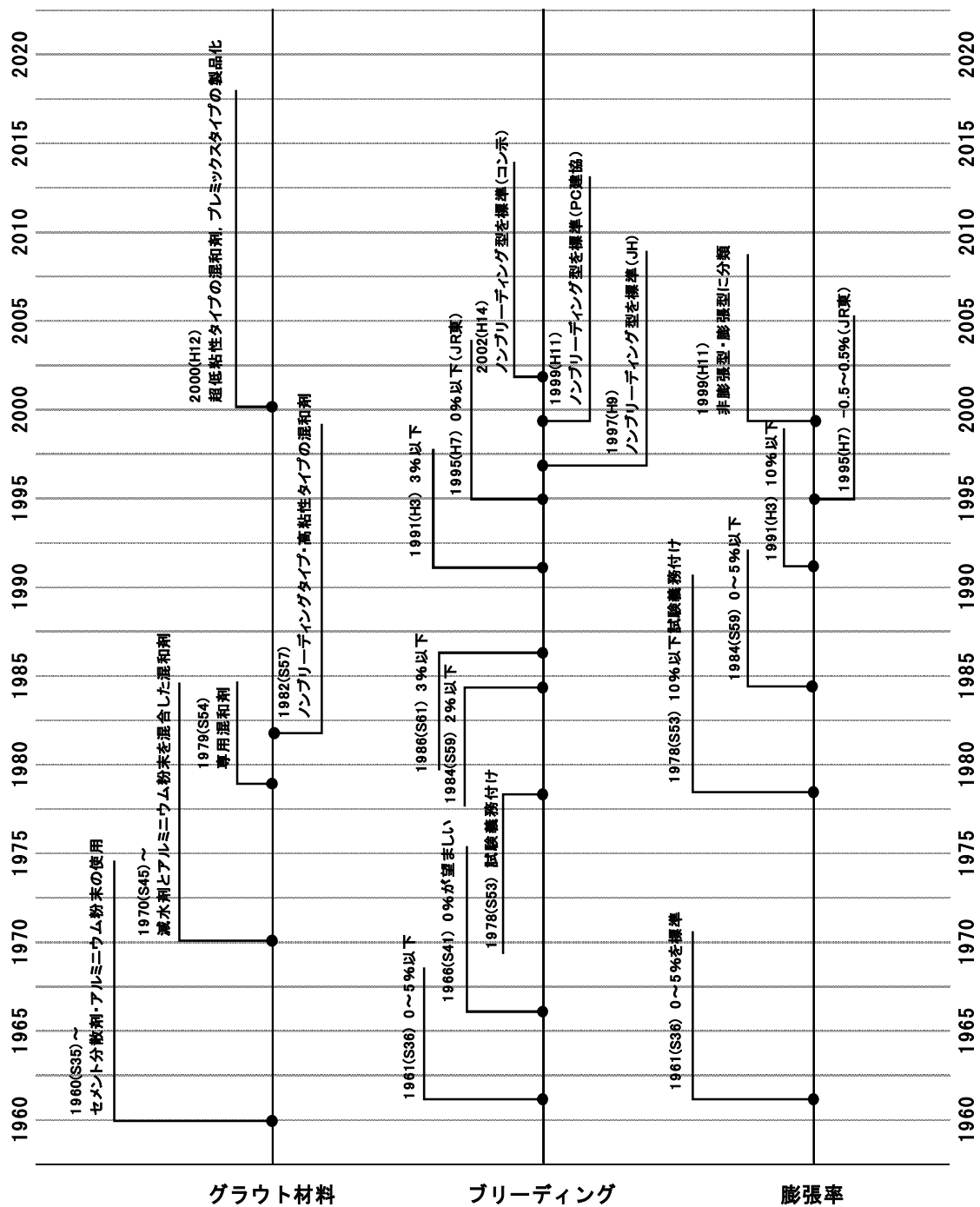


図- 3.1.4 グラウト施工の変遷

3.1.5 間詰めコンクリートの変遷

(1)技術基準の変遷

I 桁タイプのプレキャスト PC 桁間に打設される間詰めコンクリートの設計基準強度は、1980 年以前は 20N/mm²、1980 年以降は 24N/mm² である。また、ホロー桁タイプは、1975 年に制定された建設省標準（PRH 桁）から現行まで 30N/mm² である。しかし、現地の生コンクリートプラントによって供給される間詰めコンクリートの品質に関わる仕様は変わり続けており、水セメント比の仕様の変遷を表-3.1.1 に、スランプの仕様の変遷を表-3.1.2 に、空気量の仕様の変遷を表-3.1.3 に示す。

1960 年代よりコンクリートポンプ車による打設が普及し始めたが、普及当初のコンクリート配合は、現行のコンクリートと比較して、ポンプ圧送により低下するワーカビリティ（スランプ、空気量、材料分離抵抗性等）が確保できていたとは言い難い。ポンプ施工に対して十分なワーカビリティが確保されていなかったため、シーす周りなどの狭隘部における間詰めコンクリートの充填不良リスクが高かった可能性がある。また、水セメント比についても、1990 年以前は耐久性確保の観点からの要求はなく、現行のコンクリートと比較して塩害、ASR、疲労などの損傷に対する抵抗性が低い可能性がある。

表- 3.1.1 水セメント比に関する変遷 ⁵⁾を参考に本研究で作成

道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編											
1968 年 S43 年 当時は「プレストレスト コンクリート道路橋示方 書」	目標とする圧縮強度に応じて水セメント比を定める。 なお、参考として下表のコンクリート配合例が示されている。										
		設計基 準強度 (kg/ cm ²)	粗骨材 最大寸 法 (mm)	スラン プ (cm)	単位 水量 (kg)	単位 セメン ト量 (kg)	単位細 骨材量 (kg)	単位粗 骨材量 (kg)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	実績強度 (平均値) (kg/cm ²)
	A橋	400	25	3～5	145	380	647	1,297	38	33	減水剤使用 465
	B橋	400	25	3～6	165	440	601	1,220	37	33	減水剤使用 485
	C橋	350	25	3～6	164	397	645	1,215	41	35	遅延剤使用 440
	D橋	300	25	5～8	129	328	727	1,187	39	38	減水剤使用 380
注1. A橋は施工管理の良い場合であり、B橋は施工上安全を見た配合例である。 注2. セメントの種類は、A橋、B橋、C橋が早強セメント、D橋は普通セメントを使用している。											
1978 年 S53 年	コンクリートの配合強度および耐久性を考慮して定めるものとする。 水セメント比と強度との関係は、実績あるいは、試し練り試験結果により定める。										
1990 年 H2 年 1994 年 H6 年 1996 年 H8 年	コンクリートの配合強度および耐久性を考慮して定めるものとする。 水セメント比と強度との関係は、実績あるいは、試し練り試験結果により定める。一般に、コンクリートの耐久性確保の観点からは、水セメント比は55%以下とすることが望ましい。										
2002 年 H14 年 2012 年 H24 年	コンクリートの配合強度および耐久性を考慮して定めるものとする。 一般に、コンクリートの耐久性確保の観点からは、水セメント比は50%以下とすることが望ましい。ただし、塩害の厳しい環境において、かぶりコンクリートの遮塩性に期待して耐久性を確保する場合は、コンクリートの遮塩性能と水セメント比の関係を考慮して、水セメント比を定める										

表- 3.1.2 スランプに関する変遷 ⁵⁾を参考に本研究で作成

年	スランプ (cm)	ポンプ能力 (m/h)	関連技術
1940 年 S15 年	規定なし		打込みは、槌（つち）・竹竿（たけざお）等を使用 1935 空気式バイブレーターの出現 タワーカート式打込み（1940年段中頃より）
1950 年 S25 年	0～5		レディーミクストコンクリート工場の誕生、電気式バイブレーターの普及（1950年頃） 1953 レディーミクストコンクリート
1960 年 S35 年	3～8	約10	1961 コンクリートポンプによる打込み 1968 コンクリートの品質検査項目を、強度、スランプ、空気量とする
1970 年 S45 年	5～8	約50	1970 ブーム付きポンプ車による打込み 1974 全日本コンクリート圧送事業団体連合の設立
1980 年 S55 年	8～12	約90	1985 コンクリートポンプ施工指針（案）土木学会 1989 高性能AE減水剤の登場
1990 年 H5 年	標準：8～12 高性能AE減水剤 使用：12～18		1993 呼び強度とスランプの組み合わせの見直し
2000 年 H12 年	標準：8～12 高性能AE減水剤 使用：12～18 高流動スランプ フロー：50～60		2000 コンクリートポンプ施工指針〔平成12年版〕土木学会 2002 道路橋示方書改訂の解説中に「高流動コンクリート」に関する記述が追加される 2007 施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針（案）土木学会 2007 コンクリート標準示方書〔施工編〕土木学会
2010 年 H22 年	標準：8～12 高性能AE減水剤 使用：12～18 高流動スランプ フロー：50～60		2012 道路橋示方書改訂の中で「スランプ80mmを標準とする」の条文が削除され、解説に、「高性能AE減水剤を使用した場合は、スランプをこれよりも大きく設定してよい」との記述がなされる。

表- 3.1.3 空気量に関する変遷 ⁵⁾を参考に本研究で作成

	基準・通達等	関連トピック
1940 年 S25 年	1949 コンクリート標準示方書：AEコンクリートが初めて規定される	1948 AE剤が海外より導入される
1950 年 S25 年	1956 コンクリート標準示方書：気象作用が激しい場合や凍結融解作用がしばしば繰り返される場合などにはAEコンクリートの使用を推奨	1950 AE剤の製造が国内で開始される 1953 レディーミクストコンクリートJISの制定（生産者が責任を持つ場合の検査項目は強度、スランプ）
1960 年 S35 年	1967 コンクリート標準示方書：気象作用が激しい場合やダムコンクリートではAEコンクリートを原則使用	1968 JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）改正：品質検査項目を強度、スランプ、空気量とする
1970 年 S45 年	1978 道路橋示方書：コンクリートはAEコンクリートとするのを原則とする（空気量4%を標準）	1968 JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）改正によるAEコンクリート標準化（空気量4±1.0%を標準）
1980 年 S55 年		1982 JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の制定、AE剤が規格化される
1990 年 H2 年	1996 道路橋示方書：空気量4.5%を標準に変更	1993 JIS A 5308（レディーミクストコンクリート）改正によるAEコンクリートの空気量4.5±1.5%に変更 1995 JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の改正（高性能AE減水剤の追加）
1980 年 H12 年		2006 JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤）の改正

(2)実橋撤去切断事例

PC 建協の会員企業が行った工事にて、昭和 49 年（1974 年）に供用を開始し、2018 年に架け替えのため撤去された I 桁タイプの PC 床版橋を切断して間詰めの状態を確認できるようにした例がある（参考文献 6 の工事で実施）。切断面の写真を写真-3.1.1 に示す。桁断面と間詰め界面での浸水が確認され、かつ、桁上フランジ下面の一部で、間詰めコンクリートの充填不良も確認できる。以下に、施工当時の基準類に基づいて、浸水や充填不良の原因について本研究で考察した。

①水セメント比の規定

表- 3.1.1 に示す S43 プレストレストコンクリート道路橋示方書に準じていると考えられる。参考となる配合例が示されているが、水セメント比を定める条件は明示されておらず、設計基準強度やスランプを満たすように現場ごとに決定されていたものと推察される。なお、I 桁タイプの設計基準強度は当時 20N/mm^2 が標準であった。

②スランプの規定

表-3.1.2 に示すように、施工時はブーム付きポンプ車による打ち込みが始まった頃であり、1968 年の基準に準じて 3～8cm でスランプを決定していたと推察される。

③空気量の規定

表- 3.1.3 に示すように、1968 年の JIS 改訂にて検査項目に空気量が追加され、1970 年に道路橋示方書にて AE コンクリートを標準（目標空気量 $4\% \pm 1.0\%$ ）とされた後であることから、4%程度を目標にしていたと推察される。

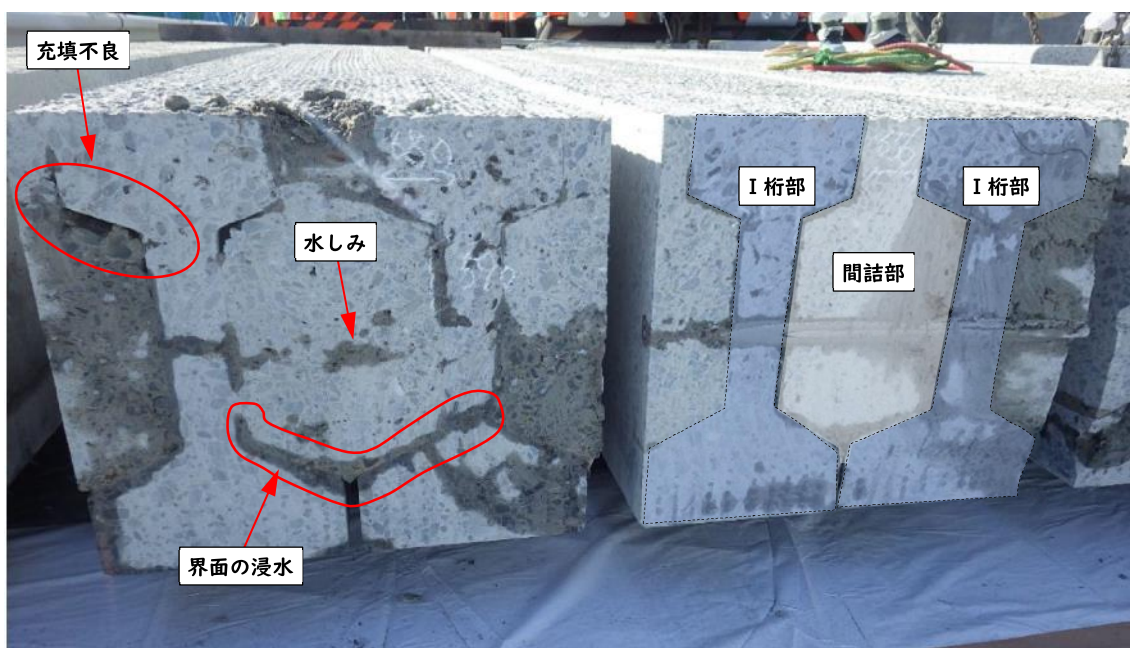


写真- 3.1.1 プレテンション方式 I 桁橋 撤去切断状況⁶⁾

④当時の間詰めコンクリートの性能の考察

①～③をまとめると、当時の間詰めコンクリートは、一般に、設計基準強度が低く、スランプや空気量が小さいコンクリートであったことが考えられる。言い換えれば、水セメント比が高く、細骨材率が小さく、単位水量が少ないコンクリートと言え、現行に比べて粘性が低く、材料分離抵抗性が低いコンクリートであったと考えられる。このコンクリートをポンプ圧送にて打設することで、さらにワーカビリティは悪化し、間詰めの充填不良や桁界面の不陸などの各種施工不良を起こす可能性は十分にあったと推察される。

3.2 現行の一般的な仕様

横締め PC 鋼材、シース・グラウト、間詰めコンクリートについて、PC 床版橋の現行の一般的な仕様を以下の表- 3.2.1 に示す。

現在では一般に PC 鋼より線が用いられており、素線の組合せから成り立つ分だけ、PC 鋼棒では懸念される孔食の進行や断面積の減少に伴う破断時のリスクが相対的に低減されているといえる。シースについても PC 鋼材の径によらずシース内径は主桁部で $\phi 42\text{mm}$ 、間詰め部で $\phi 35\text{mm}$ が使用されており、空隙率で 50% 程度以上が確保されているため、グラウト充填不良のリスクは低いといえる。グラウトそのものも注入時の抵抗が小さい「超低粘性タイプ」、硬化後の水分乾燥による空隙を防ぐ「ノンブリーディング型」、計量ミスがない「プレミックスタイプ」が一般的となっており、グラウト注入時には流量計も用いることから、グラウト充填不良のリスクは低くなっている。間詰めコンクリートについても、現在定められている基準に従って施工されたものはワーカビリティに優れ、適切な施工を行えば、従来よりも欠陥が起きにくい仕様となっている。

表- 3.2.1 プレテンション PC 床版橋の現行の一般的な仕様

		適用基準	仕様
横締め PC 鋼材		PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル, 2002	19 本より線 (SWPR19) ※基本的に PC 鋼より線を用いるが、用途によっては PC 鋼棒も使用する
シース		PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル, 2002	シース径（内径）は主桁部で $\phi 42\text{mm}$ 、間詰め部で $\phi 35\text{mm}$ ※PC 鋼材径によらず
グラウト		PC 建協：PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル, 2013	超低粘性、ノンブリーディング型、プレミックス、流量計使用
間詰めコンクリート	水セメント比	日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ, H24	W/C=50%以下、その他耐久性等から適切に定める
	スランプ	日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ, H24	スランプ=8cm～12cm（標準 8cm） 高性能 AE 減水剤使用時は 12cm～18cm まで OK
	空気量	JIS A 6204（コンクリート用化学混和剤），2006	4.5%±1.5%
	設計基準強度		設計基準強度：30N/mm ²

3.3 床版橋の技術変遷に基づく注意点

これまで確認した床版橋の材料、施工機械、施工方法の変遷から、点検や補修対策において注意すべき点を逆説的かつ相対的に整理する。施工年代によって、横締め PC 鋼材が置かれる条件が変化するため、横締め PC 鋼材の破断や突出に対する状態の評価及び対策時に考慮するのがよい。

3.3.1 点検における注意点

点検においては、点検対象となる橋の建設年代から PC 鋼材の破断リスクを知ることで、橋の状態をより詳細に推定することができる。

(1)PC 鋼棒の使用

- ・ 1980 年頃までは、8m 以上の場合でも PC 鋼棒が用いられており、カップラーシースによる接続がされており、グラウト充填不良のリスクが高い。
- ・ それ以降も 2000 年頃までは、8m 以下の場合に PC 鋼棒が用いられており、PC 鋼材の突出リスクが相対的に高いと考えられる。

(2)グラウトの充填不良

- ・ ノンブリーディングタイプが推奨仕様となる 1996 年以前のグラウトは、ブリーディングによる空隙のリスクが高く、標準仕様となる 2000 年頃まではブリーディングのリスクを有している。
- ・ 1994 年頃までのシースは空隙率が小さく、低粘性のグラウトも無かったため充填性が悪く、充填不良が起きやすいと考えられる。

(3)間詰めコンクリートの充填不良

- ・ W/C の規定 (1990 年)、スランプと空気量 (1993 年) の規定が標準化される以前のコンクリートは、ワーカビリティが低く、間詰めの充填不良や境界面の不陸が起きやすいと考えられる。
- ・ 2002 年に高流動コンクリートが追加された。

(4)グラウト、間詰めコンクリートの変遷から見る PC 鋼材破断リスクの目安

(1)～(3)を踏まえ、横締め PC 鋼材の破断・突出リスクの目安を図-3.3.1 に整理した。

PC 鋼棒を使用しているため 8m 以上ではカップラー接続がされている可能性が高く、グラウトや間詰めの性能も低かった 1980 年ごろまでが一つの閾値になると思われる。次のステップとして、シースの空隙率が改善され、流量計の使用が標準となり、グラウト材としてノンブリーディング型が普及してきた 1996 年ごろが閾値になると思われる。その次として、PC 鋼棒がほとんど使用されなくなり、間詰めコンクリートの品質も向上し、橋面防水が一般的になった 2002 年ごろが閾値になると思われる。ただし、これらはあくまでも目安であり、現地状況確認の上で判断する必要がある。

年数		1980	1982	1984	1986	1988	1990	1992	1994	1996	1998	2000	2002	2004	2006		
グラウト充填不良のリスク	PC鋼材の種別	PC鋼棒				長さ8m以下はPC鋼棒の可能性あり								PC鋼より線			
	シーす空隙率			空隙率30%程度								空隙率50%程度					
	グラウト性能			専用混和剤、ブリーディングを許容							ノンブリーディング推奨 流量計使用			ノンブリーディング標準			
要 間詰めからの要 入リスク	使用材料と配合		空気量4%程度、W/C規定なし、スランプ8-12cm							高性能AE減水剤(対応スランプ)規定 空気量4.5%程度、W/C55%以下				高流動コン規定 W/C50%以下推奨			
	使用機械	強度、スランプ、空気量を検査					ポンプ施工指針					ポンプ施工指針改定					
	橋面防水			具体的な規定なし（記載はあり）										橋面防水が規定(H14道示)			
PC鋼材破断のリスク		①	②				③				④						

建設年度	1980年以前	1981年～1996年	1997年～2001年	2002年以降
特 徴	・鋼材長に関係なく、鋼材長8m以上の場合でもPC鋼棒が使用されている可能性が高い ・ブリーディングによる空隙が懸念され、PC鋼棒の破断リスクの可能性が高い	・鋼材長8m未満の場合、PC鋼棒が使用されている可能性が高い ・ブリーディングによる空隙が懸念され、PC鋼棒の破断リスクの可能性が高い	・鋼材長8m未満の場合、PC鋼棒が使用されている可能性がある ・ノンブリーディングタイプのグラウト材の使用されている可能性があり、また施工機械・管理方法の改善にて破断リスクの可能性が低い	・PC鋼棒が使用されている可能性が低い ・PC鋼棒が使用されている場合でもグラウト充填不良リスクが低い ・橋面防水が設置されている可能性が高い
PC鋼棒の使用の可能性	高い	←————→		低い
ブリーディングによる空隙の可能性	高い	←————→		低い
PC鋼棒の破断リスクの可能性	大			小

※あくまで目安であり、判定の根拠等に用いるものではないため注意のこと

図- 3.3.1 横締め PC 鋼材 破断・突出リスクの目安

3.3.2 対策における注意点

- ・1980年代より以前は、8m 以上の場合でも横締めに PC 鋼棒が使われている可能性がある。グラウト再注入を行っても、PC 鋼棒を接続するカップラーから先にグラウトが充填されないリスクを考えて工法を選択する必要がある。
- ・1990 年前半頃までは、横締め PC 鋼材用のシーすの空隙率が小さく、間詰めコンクリートの品質も低かった。グラウトが全く入っていないことや、シーす及び桁内部に滞水していることが考えられるため、特に念入りに詳細調査を行った上で適切な対策工法を選択する必要がある。
- ・対策実施にあたっては、既設の PC 鋼材が突出した場合に作業者が負傷しないよう定着部を防護する等の安全対策に注意する必要がある。

【3章の参考文献】

- 3) PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル 2024 改訂版, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会
- 4) ディビダーク工法設計施工マニュアル, 2022 年 9 月, ディビダーク協会
- 5) PC 構造物の維持保全ーPC 橋の更なる予防保全に向けて- [2015 年版], 平成 27 年 3 月, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会
- 6) 福島 夏樹, 早矢仕 正尚, 中西 雅人: 中国自動車道 (福崎 IC～山崎 IC) における PCI 桁橋の架替え施工報告, プレストレストコンクリート工学会 第 28 回シンポジウム論文集, 2019.11

4章. 損傷事例の調査

この章では、本共同研究にて道路管理者より入手した、既往の橋において実際に生じた損傷事例を調査し、対策の方法や点検時に見るべき点など、過去事例から学ぶべき点について整理する。また、既設橋の損傷事例を補足するため、本共同研究にて事例となる橋を抽出し、現地調査を行った。現地調査は、変状が生じた橋の対策後の変状・劣化や、対策範囲外での変状などが無いかという視点で行い、維持管理における留意点などをフィードバックすることを試みた。

4.1 既設 PC 床版橋における横締め PC 鋼材の突出事例

本節では、道路管理者等より入手した横締め PC 鋼材の突出事例について示す。

4.1.1 事例① I 橋（緊急対応事例）

(1)概要

架橋位置：北陸地方

供用開始：1974 年

構造形式：プレテンション PC 単純床版橋(I 桁)

橋 長：L=8.300m

全 幅 員：W=12.800m

橋梁の全景を写真-4.1.1 及び写真-4.1.2 に、橋梁の断面図を図-4.1.1 に示す。



写真-4.1.1 橋梁全景 (左が A1 側)



写真-4.1.2 橋梁全景 (手前が A1 側)

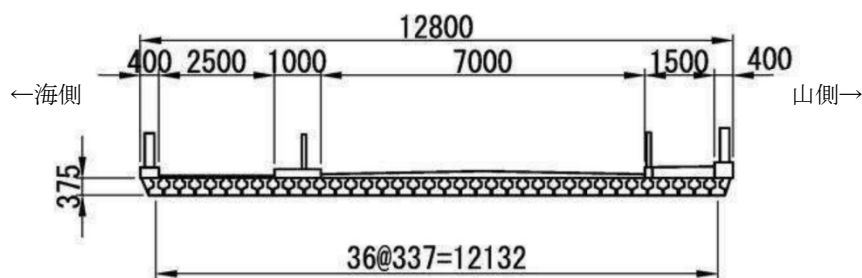


図-4.1.1 橋梁断面図

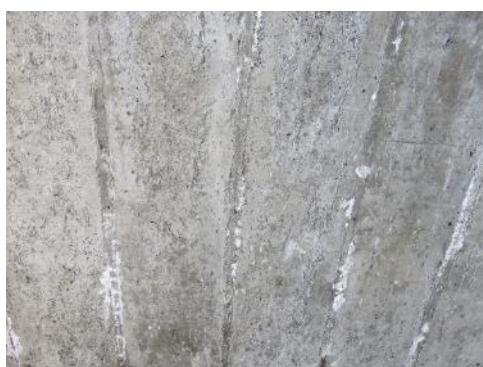
海岸線部に架橋された橋梁で横締め PC 鋼材が突出した（写真-4.1.3 (a),(b)）。突出した PC 鋼材にはグラウト跡が確認されなかった。写真-4.1.3(c)に示すように、桁下面の間詰め部より漏水・遊離石灰跡が確認された。写真-4.1.3(d)で示すように、端支点部の横締め PC 鋼材の突出により生じたと想定されるコンクリート片のはく落が確認されたが、突出したと想定される横締め PC 鋼材は失われており、確認できなかった。写真-4.1.3(a)では、桁の下縁側に橋軸方向のひびわれも生じていた。



(a) 横締め PC 鋼材突出状況



(b) 横締め PC 鋼材突出状況



(c) 桁下面間詰め部の遊離石灰



(d) PC 鋼材定着部のコンクリートはく落

写真-4.1.3 横締め PC 鋼材の突出事例①

(2)緊急点検結果

当該 PC 鋼棒突出直後、緊急的な点検が実施されている。点検にあたり、活荷重により更に突出する可能性を少しでも減らすことなどから、通行止め規制が行われている。

鋼棒が突出した A2 側 L 側(写真-4.1.4)は、**[1]**外桁隅角部のひびわれと錆汁、**[2]**間詰め部からの遊離石灰の発生、**[3]**排水桝位置における漏水跡、**[4]**主桁側面(横締め PC 鋼材位置付近)の水平方向ひびわれなどの変状が見られ、桁の内部に水が浸入している可能性が考えられた。写真-4.1.5 は A1 側 L 側主桁側面であり、**[1]**地覆部のひびわれ、**[2]**主桁側面のひびわれ、**[3]**外桁隅角部のひびわれなどの変状が見られ、桁の内部に水が浸入し、既に横締め PC 鋼材が破断している可能性が考えられた。写真-4.1.6 は主桁下面であり、**[1]**桁間詰め部からの漏水・遊離石灰の発生、**[2]**桁下面にひびわれの発生が見られた。そこで、

桁の内部に水が浸入している可能性が考えられた。写真-4.1.7 は橋面に配置される PC 鋼材破断位置付近の排水桝である。そこで、周辺の桁は他よりも内部に水が浸入しやすくなっている可能性が考えられた。

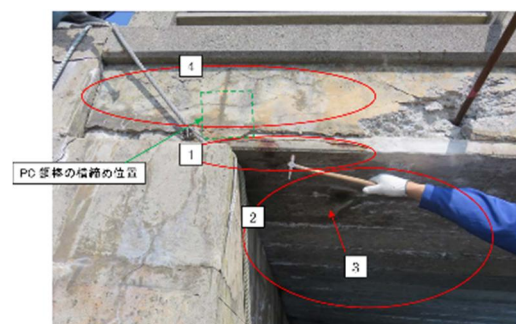


写真- 4.1.4 A2 側 L 側主桁側面

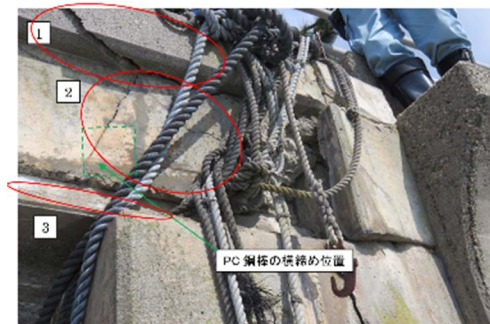


写真- 4.1.5 A1 側 L 側主桁側面



写真- 4.1.6 主桁下面



写真- 4.1.7 PC 鋼材破断位置付近の排水桝

(3)緊急対応

横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた主桁の両側面に、更なる横締め PC 鋼材の突出による第三者被害の防止並びに対策時の安全性の確保を目的に、橋梁側面に山留材を設置 (写真- 4.1.8 及び写真- 4.1.9) し、緊急の対策が行われ、通行止め規制が解除されている。



写真- 4.1.8 対策完了 (L 側)



写真- 4.1.9 対策完了 (R 側)

4.1.2 事例② II 橋（補修後の再劣化、補修箇所以外の劣化）

(1)概要

架橋位置：中部地方

供用開始：1972 年

構造形式：プレテンション PC 単純床版橋（ホロー桁）

橋 長： $L=2@17.000\text{m}$

全 幅 員： $W=16.500\text{m}$

定期点検時に桁側面より横締め PC 鋼材の突出が確認された（写真- 4.1.10(a)）。また、PC 鋼材が突出していない箇所にもコンクリートのうきが確認され、既に PC 鋼材が破断していると考えられたものである（写真- 4.1.10(b)）。1 回目の補修（平成 16 年）では、定着部 6 箇所の後埋め補修、アウトプレートによる補強、橋面防水の設置を行っていたが、その一部で再度劣化が生じていた。



(a) 横締め PC 鋼材突出状況



(b) 横締め PC 鋼材突出状況

写真- 4.1.10 横締め PC 鋼材の突出事例②

(2)詳細調査結果

設計図書及び現地の状態からは、**図- 4.1.2** に示すように全横締め本数が 24 本あり、そのうち定着部補修+CFRP アウトプレート補強により補修済みの本数が 6 本、未補修の本数が 9 本であることが分かった。また、**写真-4.1.11(a),(b)**に示すように、補修済みの定着部の一部で PC 鋼材の突出や補修部のうきが見られた。

また、施工記録等より H16 年（2004 年）には少なくとも防水層が施工されていたが、間詰め部界面では**写真- 4.1.11(c)**に示すように遊離石灰が見られた。よって施工後も橋面からの水分供給があり、防水層が機能していない可能性が考えられた。

その後、ファイバースコープを用いて横締め PC シース内の状態が確認され、グラウト充填不良が確認された。



(a) 補修後の PC 鋼材突出

(b) 補修跡のうき

(c) 間詰め部界面からの漏水跡

写真- 4.1.11 横締め PC 鋼材の調査結果

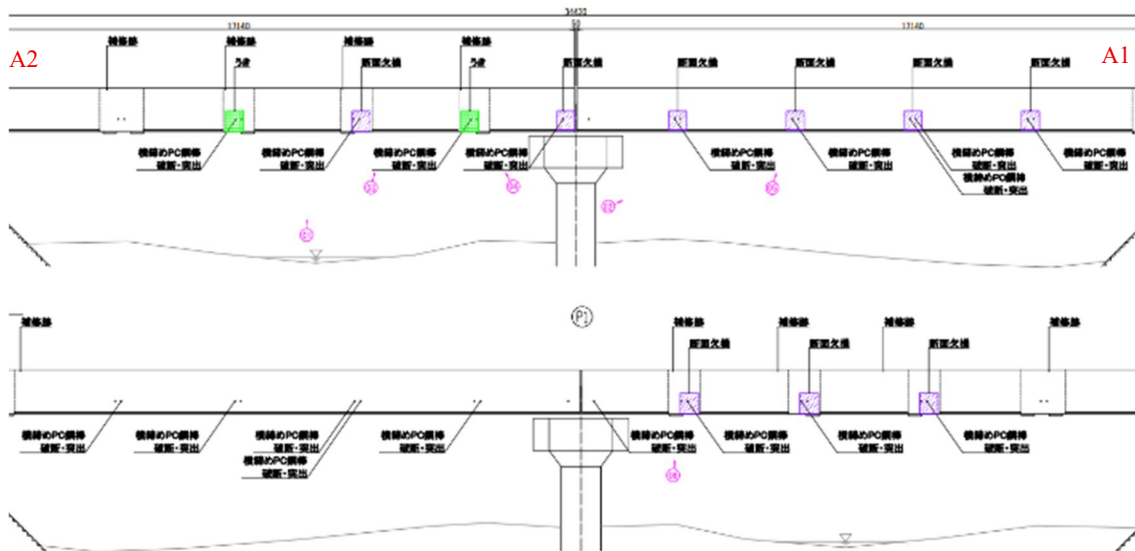


図- 4.1.2 横締め PC 鋼材の調査結果（上：上流側、下：下流側）

(3)恒久的な対策

桁下面の間詰め界面の状況から水の供給が疑われ、グラウト充填不良箇所もあったことから、プレストレスを回復するための横締め補修と、水の供給を遮断する補修対策が行われている。PC 鋼棒が破断に至っていることから同等のプレストレスを与えることを目的とし、経済比較の上、既設 PC 鋼棒を撤去して再設置する方法が採られた。再設置する鋼材は PC 鋼より線とし、同等の性能を有する SWPR19 1S21.8 とされた。また、補修箇所付近の地覆は充填工法により補修が行われている。

その他、水の供給を遮断するために、橋面には塗膜系防水層の再設置とアスファルト舗装打ち替え、地覆下面には水切りの設置が行われている。

4.1.3 事例③ Ⅲ橋（複数本の突出）

(1)概要

架橋位置：中国地方

供用開始：1970 年

構造形式：プレテンション中空床版橋（ホロー桁）

橋 長：L=2@13.110m

全 幅 員：W=12.000m (拡幅有)

横締め PC 鋼材の破断・突出が 4 箇所確認された(写真- 4.1.12)。①②④の鋼材は防錆処理や仮埋めが実施されていた。一方、③の鋼材は、特段の対応が実施されていなかったもので、①②④の鋼材の防錆処理等が行われた後に新たに突出したものと考えられているものである。突出した横締め PC 鋼材ラインの下面にプレキャスト PC 桁と場所打ち部の界面からの遊離石灰及び錆汁が確認されており、橋面からの雨水によって横締め PC 鋼材を腐食させ、錆汁を伴う遊離石灰が析出したものと考えられている。

また、桁端部には漏水跡とひびわれが見られ、伸縮装置のゴムも劣化していたことから漏水もしていたものと考えられている。

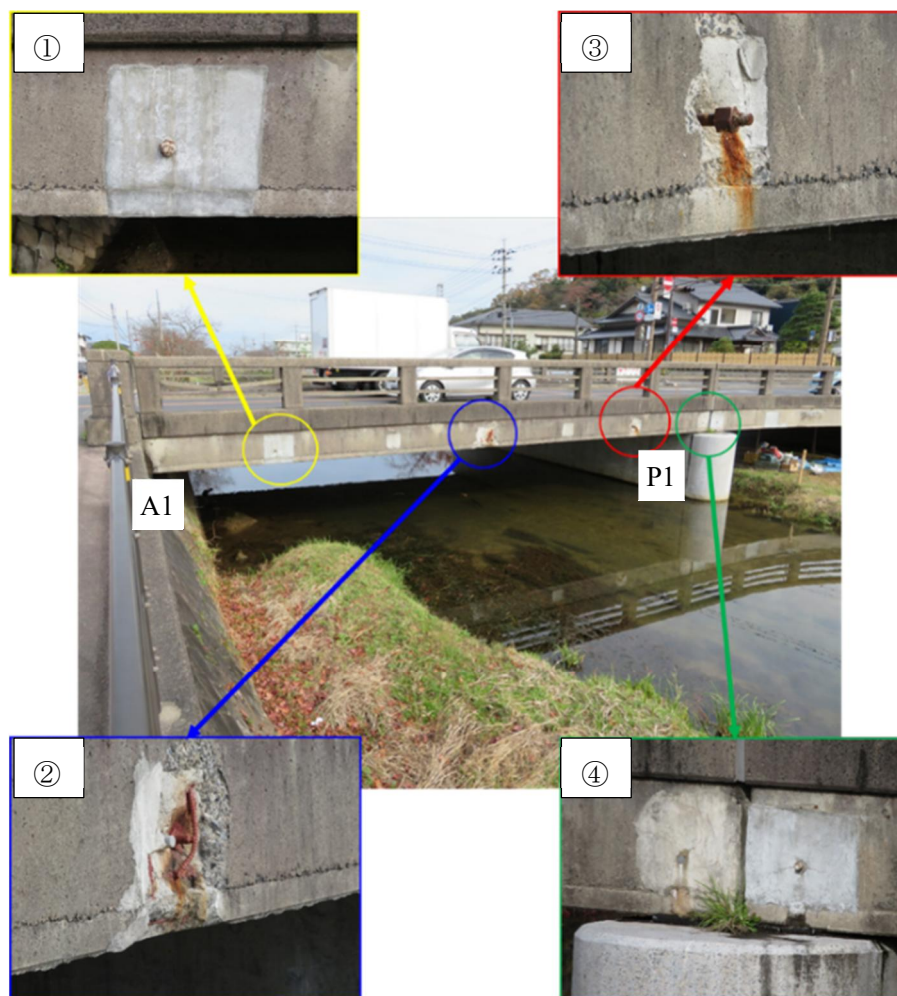


写真- 4.1.12 横締め PC 鋼材の突出事例③

(2)緊急点検結果

P1 付近の端部と、A1-P1 の中間部の側面において、横締め PC 鋼材の突出と、コンクリートの欠損が見られた。その後、衝撃弾性波法でグラウト充填状況が、超音波法で鋼棒の長さが確認され、多くの箇所でグラウト充填不良が確認された。

(3)緊急対応

突出した PC 鋼棒は撤去され、新たに PC 鋼材がセット、緊張されている。その後、グラウト充填不良が確認された全ての箇所に対し、再注入が実施されている。

(4)恒久的な対応

複数のひびわれが確認されていることの原因分析のため ASR、中性化、塩害の調査が行われている。その結果、ASR の進行が確認され、間詰め部では漏水が見られたことから、橋面防水工も実施されている。

4.1.4 事例④ IV橋（補修途中に別の鋼材が突出）

(1)概要

架橋位置：九州・沖縄地方

供用開始：昭和 52 年（1977 年）

構造形式：プレテンション中空床版橋（ホロー桁）

橋 長： $L=21.750\text{m}$

全 幅 員： $W=18.800\text{m}$ （歩道有）

端横桁（A2 側）の横締め PC 鋼材（PC 鋼棒： $\phi 23$ ）2 本のうち 1 本の破断・突出が確認された(写真- 4.1.13)。本橋の突出鋼材の補修工事中に、別の横締め PC 鋼材が破断・突出した。表-4.1.1 に示すように、過去に補修工事として橋面防水工や伸縮装置の交換などが行われていた。



(a) 鋼材突出部（正面）



(b) 鋼材突出部（側面）



(c) コンクリート片のはく落



(d) 突出部拡大（定着部付近）

写真- 4.1.13 横締め PC 鋼材の突出事例④

表- 4.1.1 IV橋の補修履歴

年・月	内容	詳細
1977 年 (S52 年)	しゅん工	---
1995 年 (H7 年)	補修工事	舗装打換え, 伸縮装置取換え
2008 年 (H20 年)	道路改良工事	歩道部橋面防水 (海側: 下流側)
2009 年 (H21 年)	補修工事	伸縮装置取換え, 車道部橋面防水, 表面含侵, 断面修復
2014 年 (H26 年)	定期点検	図- 4.1.4, 図- 4.1.5
2016 年 (H28 年) 10 月	破断・突出	A2 側端支点横桁の PC 鋼棒の破断を確認
2017 年 (H29 年) 1 月	補修設計	設計完了、対策工事を開始
2017 年 (H29 年) 2 月	破断・突出	A1 側端支点横桁の PC 鋼棒の破断を確認

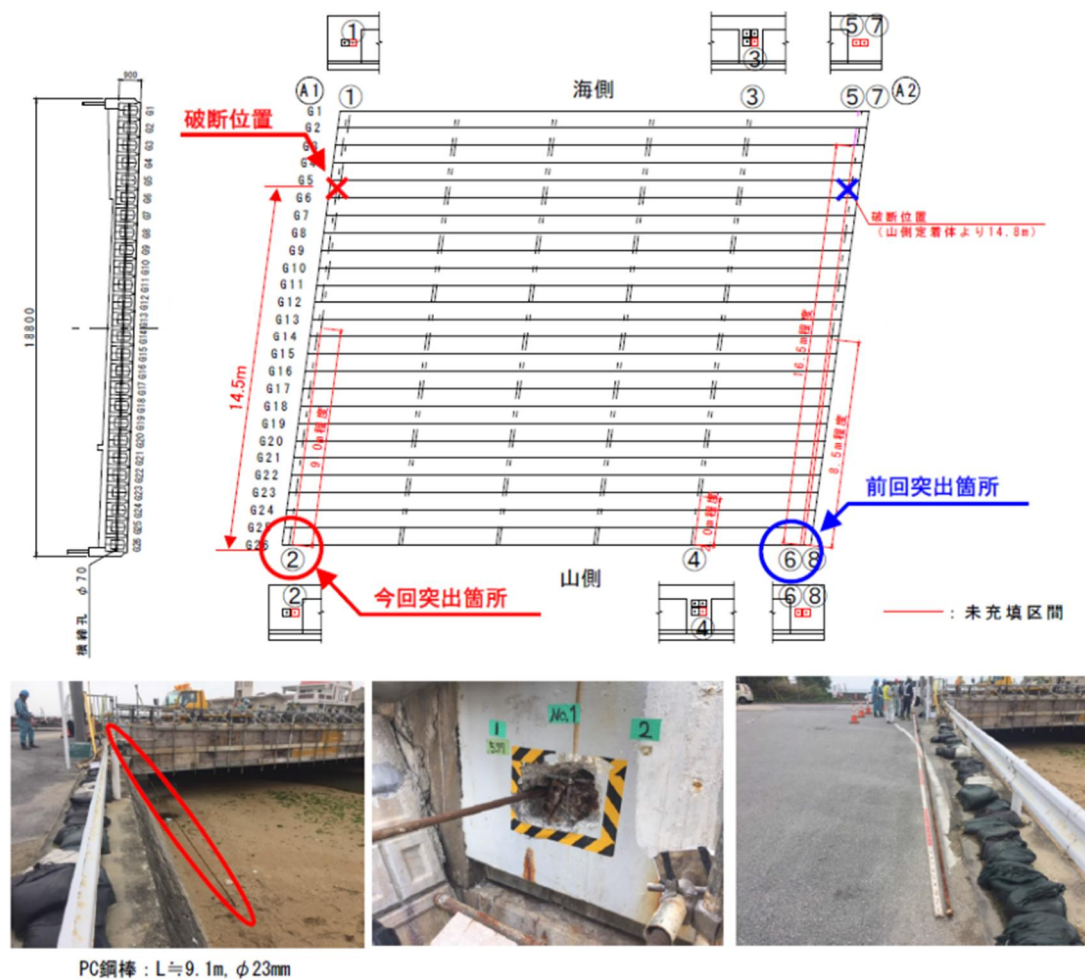


図- 4.1.3 調査時に新たに PC 鋼棒が突出した事例

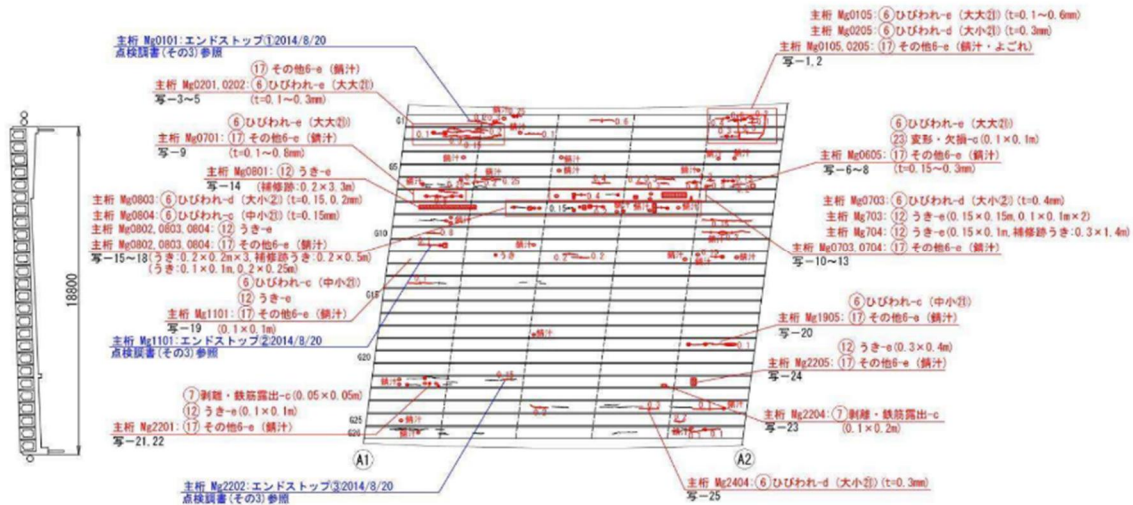


図- 4.1.4 突出前の定期点検における床版下面の変状

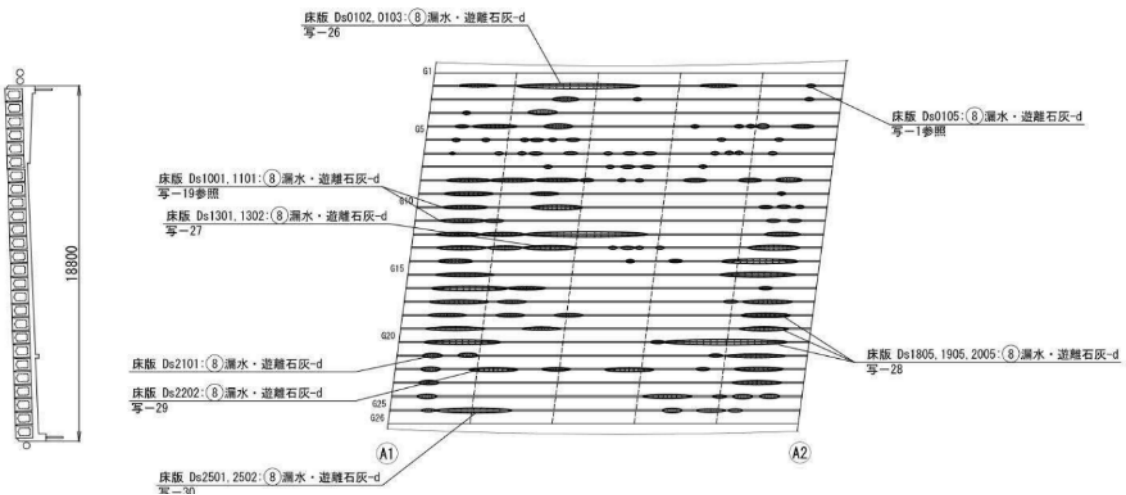


図- 4.1.5 突出前の定期点検における床版下面の水の影響

(2)緊急点検

1 回目の PC 鋼棒の突出発見直後に、対策の要否判断のための緊急点検を実施した。

①突出は、桁の支点付近となる、端部で生じた 1 か所だけであった。

(図- 4.1.3 の青丸部)

②抜け落ち箇所以外に、外観でただちに問題になる損傷はなかった。

③桁の支点直上付近の端支点横桁の 2 本のうちの 1 本であった。

(3)緊急点検後の対応

今後の対策に向けた橋の状態確認を目的に、外観から確認可能な範囲で橋全体の状態が把握されている。

- ① 桁側面にうきや錆汁が見られた。
- ② 上流側（山側）に比べ、下流側（海側）のひびわれが著しかった。
- ③ 打音検査ではグラウトが注入されていない、又は十分でない可能性があった。

最終的に、突出の原因については、PC 鋼棒定着部からの塩分を含んだ水による PC 鋼棒の腐食が直接の原因と推察されている。

(4)恒久対策

恒久対策を行うため、突出要因調査、グラウト充填状況調査、防水層確認、滞水調査等の詳細な調査が実施されている。

- ⑤PC 鋼棒の破断箇所は、歩車道境界の直下付近（G6 桁付近）であった。
- ⑥衝撃弾性波試験の結果からは、グラウト未充填の疑いがある箇所は、中間支点横桁では少ないものの端支点横桁では複数確認された。ファイバーカメラによる内部調査からは、端支点横桁の PC 鋼棒には腐食が見られた。
- ⑦破断した鋼材のシース内部に滞水は無いものの、内部は湿潤状態であった。橋面の散水による水みち確認では、シースへの水分供給は確認されず、水みちがあるかは不明であった。
- ⑧歩車道境界部の G6 桁にて桁内滞水調査を実施したところ、A2 側桁端部のみ水が噴出した。

以上より、防水層が無い状態が 30 年以上あり、既に水分や塩分が浸入している可能性が高いと考えられ、以下の対策が実施された。

- 1)突出した箇所では、横締め PC 鋼材が再設置されている。なお、建設図書等からカップリングによる横締めの接合を 2 箇所で行っており、カップリング 2 箇所の間にそのままグラウトを再注入することが困難であるとされ、オーバーコアが実施された。
- 2)橋面からシース内への水の供給は確認できなかったものの、今後、防水層の劣化によりシース内に水分や塩分が浸入する可能性があると考えられ、グラウト充填不良箇所にグラウト再注入が行われている。
- 3)第三者被害防止のための突出防止工として、中間横桁横締めには二方向繊維シートを、狹隘部の端支点横桁横締めには鉄板防護が施工されている。
- 4)排水がなく、防水層を伝って A2 側に流れ滞水しやすい状態を改善するため、排水システムが構築されている。

(5) 2 箇所目（A1 側）の破断

補修工事中（グラウト再注入前）に 2 本目の破断を確認した。破断箇所は PC 鋼材の突出防護対策前の A1 側端支点横桁で、破断位置は 1 本目と同じ歩車道境界部の直下付近であった。新規に PC 鋼より線が設置され、既設鋼材は突出防止工が実施されている。

4.1.5 事例⑤ V橋（カップラー接続位置の推定事例）

(1) 概要

架橋位置：近畿地方

供用開始：1974 年

構造形式：6 径間ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋

橋 長： $L=172.8\text{m}$ （6 径間）

全 幅 員： $W=14.250\text{m}$ （歩道有）

橋梁の全景を写真- 4.1.15 及び写真- 4.1.14 に示す。



写真- 4.1.15 橋梁全景（側方）



写真- 4.1.14 橋梁全景（橋面）

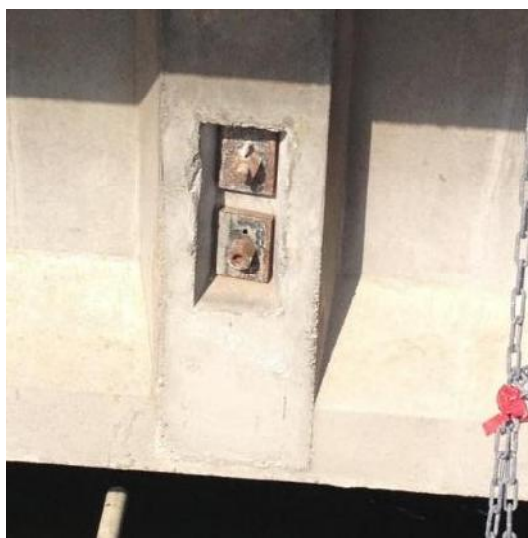


写真- 4.1.16 定着部での PC 鋼棒破断確認

PC 建協の会員企業から収集した施工事例である。供用開始から 30 年経過した PC ポストテンション単純 T 桁橋において、当該橋梁の耐震補強工事で足場を設置した際に横桁横締め定着部のダイヤフラム後埋め部でのうきが確認され、後埋め部を撤去して横桁横

締め（PC 鋼棒）の定着部を確認した結果、PC 鋼材が破断していた(写真- 4.1.16)。

(2) 事後対応

プレストレス力の導入が可能な PC 鋼より線に入れ替えられている。幅員が 8m 超であり、PC 鋼棒の接続具としてカップラーが使用されていると考えられ、接続具の位置を特定するために定着端部にて衝撃弾性波試験が行われている。調査結果による接続具（カップラー）位置を図- 4.1.6 に示す。この推定位置は、その後の横締め PC 鋼材の入れ替え時のはつり作業で確認した実際のカップラー位置と一致していた。

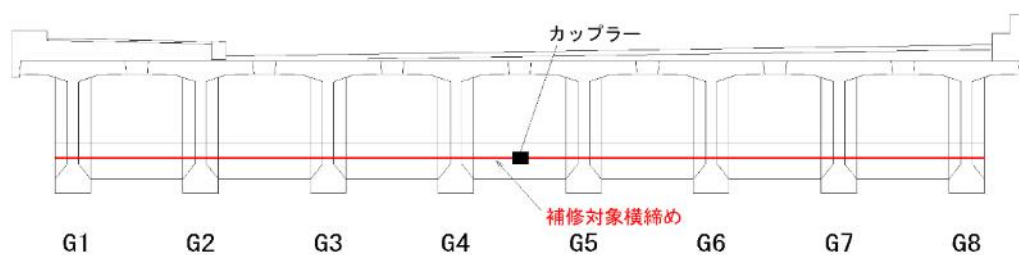


図- 4.1.6 調査結果に基づく接続具位置

4.2 既設 PC 床版橋の現地調査

現地調査は、横締め PC 鋼材の破断や突出が過去に生じた 5 橋、及び同架橋条件とみなせる近傍の橋梁で行った。調査は 2019 年 10 月～12 月（令和元年）、及び 2021 年 1 月（令和 3 年）に実施した。

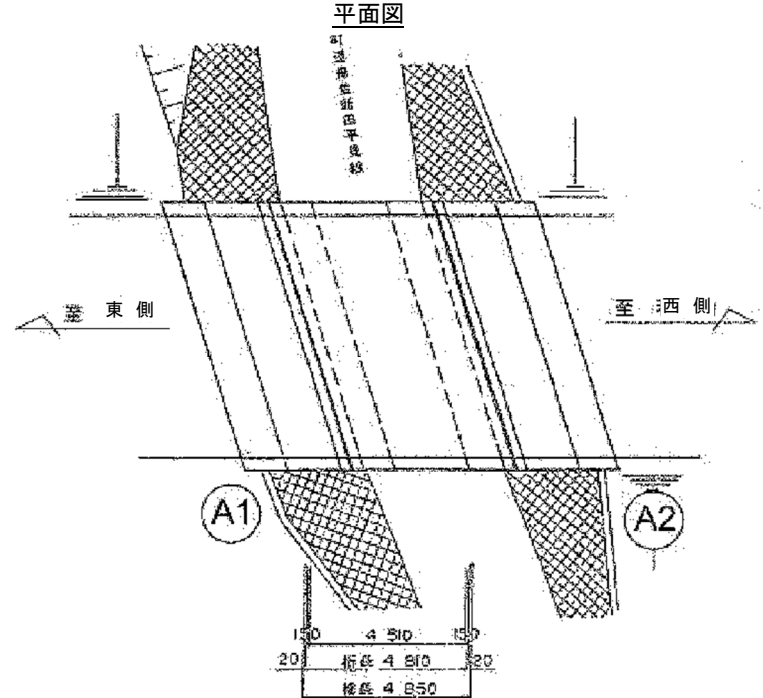
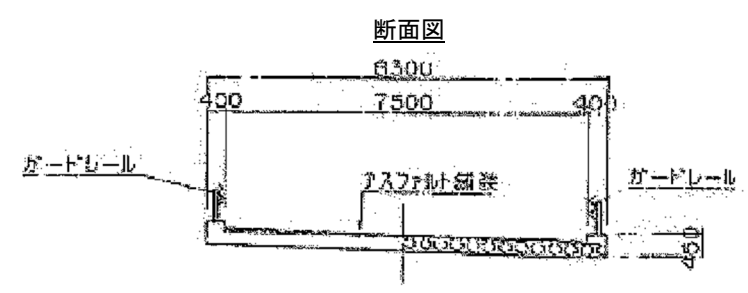
具体的な調査対象の条件は以下とした。

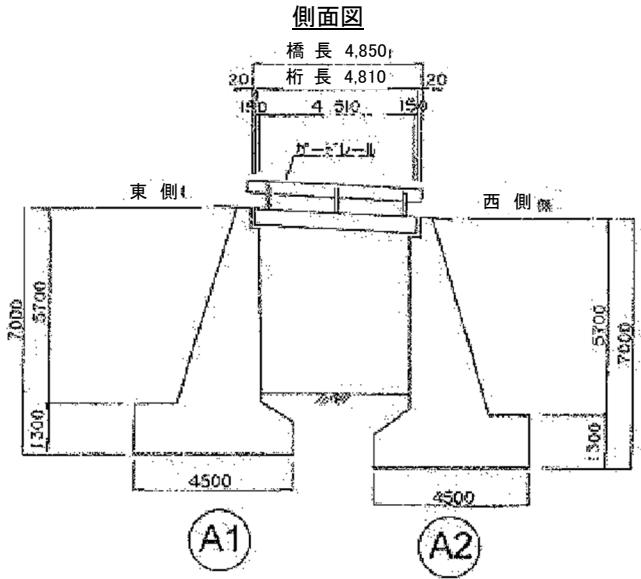
- ・過去に横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた橋と同種の構造（プレテンション PC 桁と間詰めコンクリートを有し、横締め PC 鋼材で一体化された構造）
- ・過去に横締め PC 鋼材の破断や突出が生じた橋と同じ路線上、又は同規模と考えられる道路
- ・河川をまたぐ橋で海岸線からの距離等の環境条件が大きく変わらない場所

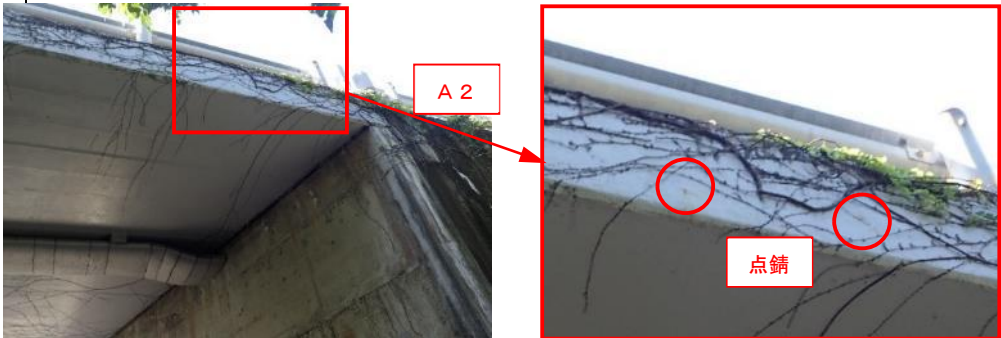
現地調査の目的は、同種の構造並びに外的環境条件の橋における変状の種類や分布を観察し、横締め PC 鋼材の突出に関連しうる、同種の橋の維持管理における留意点や知見を整理することである。調査は、道路管理者より収集した過去の点検調書や橋梁台帳を確認する机上調査と、現地での外観調査から構成される。写真-4.2.1 に現地調査状況を示す。それぞれの調査結果は次ページ以降に示す。なお、橋梁位置の情報のうち水に関係しうる降水量と降雪量の情報は近隣の観測点の年間の気象データから分類しているため、架橋位置の状況と異なる場合もあり参考程度である。



写真- 4.2.1 現地調査実施状況

No.	1	橋 梁 名	A 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 4.85m、供用後 52 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<過去の点検・補修> ・桁下面に漏水・遊離石灰などが確認されている。 ・供用から 43 年後、桁下面と地覆側面においては落防止シートによる補修が行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・橋の健全性が保たれていると報告されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部 交差物件：道路 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北側を山に囲まれる、南側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	<u>平面図</u>  <u>断面図</u> 		

	側面図  A1 A2   全景写真（単純PC プレテン床版橋、橋長 4.85m、幅員 7.5m）
本研究における 現地調査の結果	補修後の間詰め下面の漏水や補修材の劣化、及び既設コンクリートの劣化は確認できなかった。   はく落防止シート補修（左図：全景、右図：桁下）

	舗装面におけるひびわれやポットホールなどは確認されていない。はく落防止シートにも変状が無い。  橋面状況（左図：遊間部 A 2 R側、右図：終点より） 補修済の地覆表面において横締め PC 鋼材位置付近に小さな点錆を 2 箇所確認した。また、橋台では漏水や遊離石灰を確認した。本橋梁では、型枠の吊材などがコンクリート表面に残っており、これが点錆となっていると考えられる。  A2 橋台 R 側地覆 表面の点錆
他の橋の維持管理のための学び等	• 1991 年に JIS げたによる PC 道路橋設計便覧（JIS-5313-1991、JIS-5316-1991）が発刊されるまでは、場所打ち部分の間詰め部、横桁、張出し床版の施工は各社で独自の方法で行われていた。型枠のセパレーターの固定方法が統一されておらず、固定が不十分で固定治具のかぶりが不足している場合に点錆の原因になる可能性もあると考えられる。 • 鉄筋や PC 鋼材の劣化による錆との区別に注意する必要がある。通常、型枠の吊材などが原因であれば、範囲や間隔などから目視にて判断できるが、本橋梁のようにシート等で補修を行うことで、目視による変状の確認や損傷の推定が難しくなることに注意が必要である。

No.	2	橋 梁 名	B 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋 2 連、橋長 22.9m、供用後 57 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> 軽微な遊離石灰等は確認されているものの進行性はなく、健全性が保たれていると報告されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部 交差物件：河川汽水域 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北側を山に囲まれる、南側に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	全景 側面図 [] 内は供用開始時の表示 断面図		

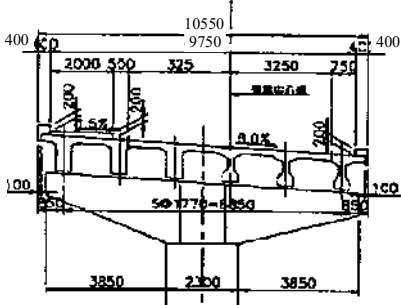
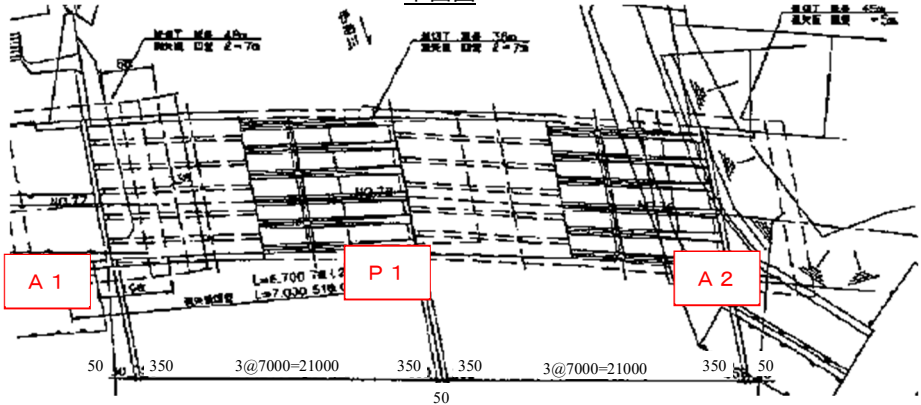
	全景写真 手前が起点側 全景写真 手前が終点側
本研究における現地調査の結果	桁下に検査路がなく接近が困難であったため、遠望目視にて見える範囲を観察した。A1-P1 間のみ観察でき、その範囲においては変状を確認できなかった。 A1-P1 間 点検状況(P1 側) A1-P1 間 点検状況(A1 側)
他の橋の維持管理のための学び等	・維持管理性からは検査路を設けるのが望ましいが、プレテンション PC 床版橋は小規模橋梁が多く、経済合理性や検査路の管理性など様々な理由で検査路等を設置していない橋梁もあるため点検時には安全確保に注意する必要がある。

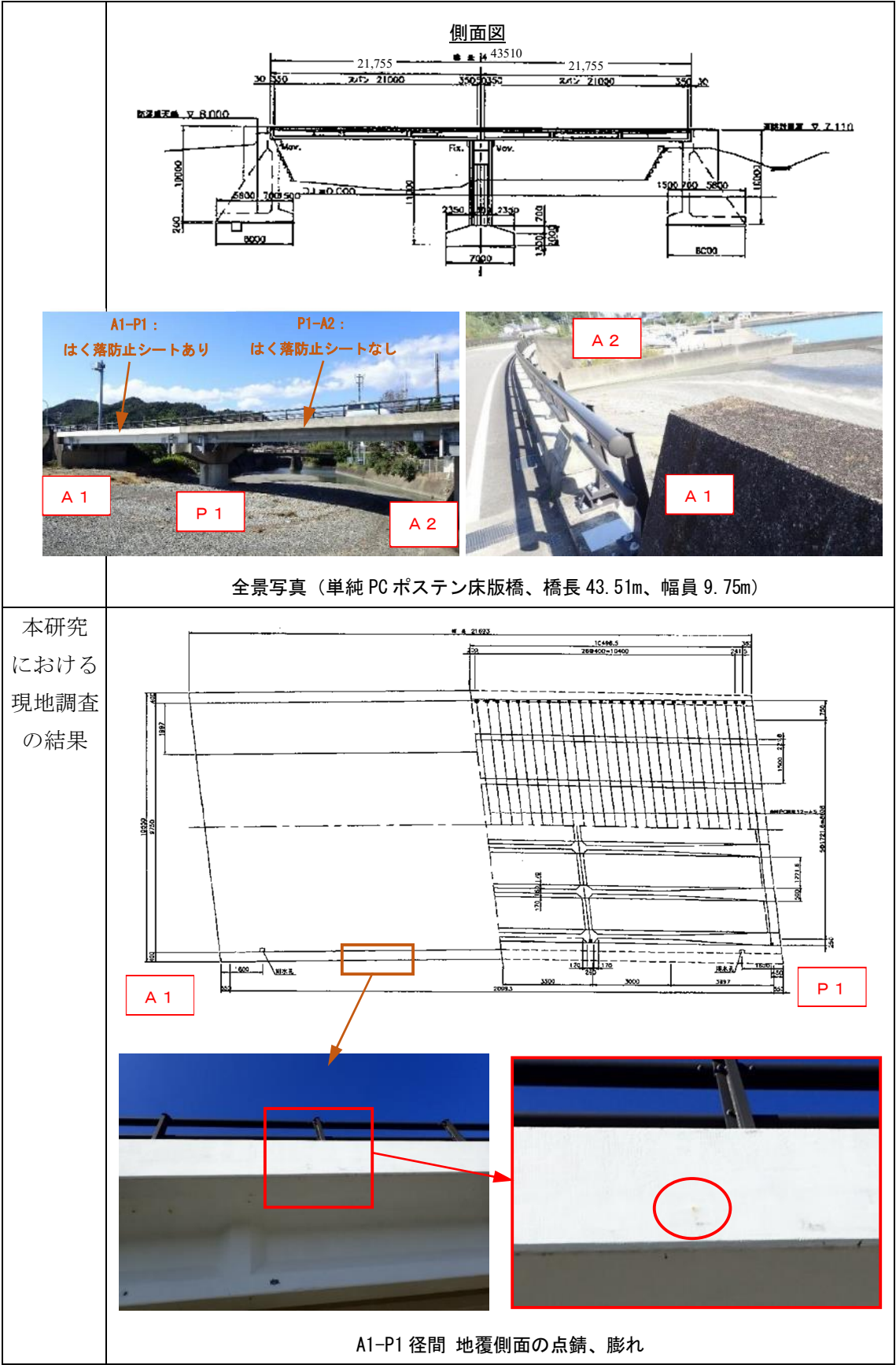
No.	3	橋 梁 名	C 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 8.20m、供用後 60 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	後述の D 橋の側道橋（歩道用）である。 <過去の点検・補修> ・下り線側の横締め PC 定着部に鉄筋露出が確認されている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・床版に排水不良を疑われる損傷が確認されている。 ・上り線側の床版下面に遊離石灰の付着が確認されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部、平野部 交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：西側に住宅と遠方に山、東側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	側面図 橋長 8200 桁長 8160 橋下高：2400mm 水深：200mm 断面図 1900 1500 400 825 770 75 20 50 2% 100 100 エラストイト JIS A 5319 L S20B 目録のニルタレ 平面図 遊離石灰（定期点検・今回調査） PC 定着部（定期点検）		

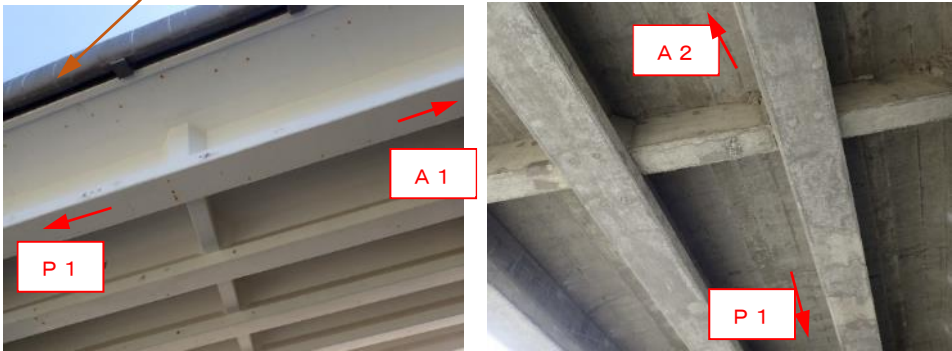
	全景写真 上流より 全景写真 手前が終点 橋面写真（上り） 起点側より 橋面写真（下り） 起点側より
本研究 における 現地調査 の結果	桁下に検査路がなく、遠方より観察した範囲では、地覆水切り部や間詰め部からの遊離石灰を確認した。
他の橋の維持管理のための学び等	・橋面からの水が間詰めや地覆界面を伝って、横締め PC 鋼材の腐食に関わる水の供給源となる可能性があるため注意する必要がある。

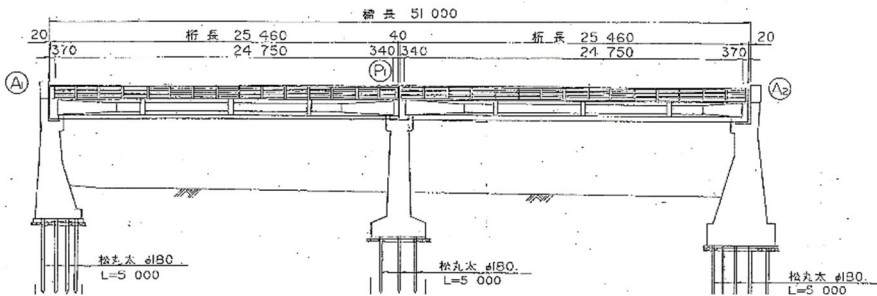
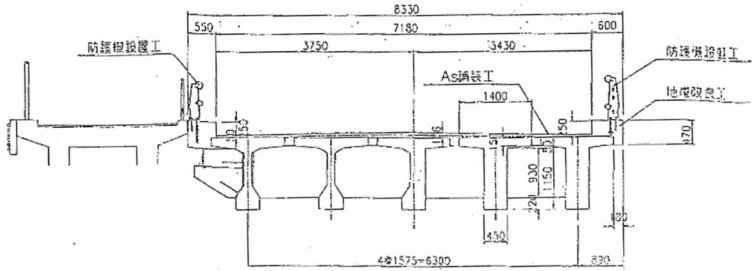
No.	4	橋 梁 名	D 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 7.30m、供用後 60 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・間詰めコンクリートのはく落が確認されているが、直近の点検時点では錆汁等は確認されていない。 ・縦壁部にひびわれが確認されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部、平野部 交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：西側に住宅と遠方に山、東側に海（300m 以内）		
一般図 全景写真	側面図 平面図 幅員構成		

	 全景写真 手前が起点  全景写真 手前が終点  全景写真 上流より  全景写真 下流より
本研究における現地調査の結果	桁下に検査路がなく、歩道用の側道橋もあることから、遠方より観察した範囲では、歩車道境界の地覆水切り部や間詰め部において遊離石灰を確認した。 
他の橋の維持管理のための学び等	・維持管理性からは検査路を設けるのが望ましいが、プレテンション PC 床版橋は小規模橋梁が多く、経済合理性や検査路の管理性など様々な理由で検査路等を設置していない橋梁もあるため点検時には安全確保に注意する必要がある。 ・ホロー桁等の床版橋では、プレキャスト PC 桁どうしを間詰めコンクリートでつなぎ、地覆を構築する構造であるため、桁下からの点検においては間詰めや地覆の界面が水みちになる可能性があることに留意する。 ・今回の調査で遊離石灰が確認された箇所が、過去に生じたひびわれの近辺であることから、一般に過去の損傷補修箇所への橋面からの水の浸入の可能性を考えながら点検するのがよいと考えられる。

No.	5	橋 梁 名	E 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋 2 連、橋長 43.51m、供用後 45 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<過去の点検・補修> ・桁下面に漏水・遊離石灰などが確認されている。 ・供用から 39 年後に桁下面と地覆側面のはく落防止シート補修、排水管の取替え、伸縮装置の補修などが行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・直近では、供用から 45 年後にグラウト再注入が行われたとされている。 ・直近の定期点検では、桁下面に複数の軽微な鉄筋露出が確認されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部、山沿い 交差物件：河川汽水域 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北側を山に囲まれる、南側に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	断面図  平面図 		



	海側の補修後の地覆側面や張出し床版下面に点錆や膨れなど多く見られたが、ある程度間隔に規則性があったため、施工用の型枠吊材(セパレーター、結束線など)が錆びたものと考えられる。本調査の前に補修されたはく落防止シート補修と、グラウト再注入については、本調査時点では、間詰め下面の漏水や補修材の劣化はみられなかった。  グラウト再注入を実施済み A1-P1 径間の桁下面及び地覆側面は、 はく落防止シートで補修済 ※P1-A2 径間は補修なし A1-P1 径間 桁下（はく落防止シート、グラウト再注入） 横締め PC 鋼線 12-φ5 の直近に通信管路が通っている。  A1 P1 A2 P1 桁下（左：A1-P1 径間支間中央部、右：P1-A2 径間支間中央部）
他の橋の維持管理のための学び等	1991 年に JIS げたによる PC 道路橋設計便覧（JIS-5313-1991、JIS-5316-1991）が発刊されるまでは、場所打ち部分の間詰め部、横桁、張出し床版の施工は各社で独自の方法で行われていた。型枠のセパレーターの固定方法が統一されておらず、固定が不十分で固定治具のかぶりが不足している場合に点錆の原因になる可能性もあると考えられる。 - 本橋のように地覆に通信管路用防護があるときには、横締め PC 鋼線の破断により、通信管路を損傷させる可能性があることに注意し、予防的な対応の必要性の検討に加味するのがよいと考えられる。

No.	6	橋 梁 名	F 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋 2 連、橋長 51m (2@25.46m) 、 供用後 57 年 (調査時点)		
過去の点 検・補修等	<過去の点検・補修> ・本橋は、供用開始から 42 年後に床版横締め PC 鋼線 (8φ5mm) の破断が確認されている。 ・PC 鋼より線 1S21.8mm の再施工による補修工事が行われたとされている。また、その 2 年後にはシート系の橋面防水が設置され、その後本調査時点で 13 年が経過している。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部、山沿い 交差物件：河川汽水域 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北西側に住宅と山、南東側に海 (100m 以内)		
一般図 全景写真	 全景写真 起点側 (南西側) より撮影  全景写真 終点側 (北東側) より撮影 側面図  断面図 		

	平面図
本研究における現地調査の結果	■ 桁下面の変状 ・ P1-A2 間では、水抜きパイプの一部から、はく落防止対策工と思われるシートを貫通して漏水・遊離石灰の析出を確認した。 P1-A2 径間 桁下 (P1 側) はく落防止シートの水抜きパイプの数本から漏水・遊離石灰の析出が見られた。 ※P1 端部から支間中央付近の区間で主桁と間詰め部の打継目に多数の水抜きパイプが設置されていた。 P1-A2 径間 桁下 (A2 側) はく落防止シートの水抜きパイプ 2 箇所から漏水・遊離石灰の析出が見られた。 ※A2 端部近で主桁と間詰め部の打継目付近に数本の水抜きパイプが設置されていた。 P1-A2 径間 桁下 (P1 側) 水抜きパイプ多数配置、漏水・遊離石灰の析出 P1-A2 径間 桁下 (A2 側) 水抜きパイプ 4 箇所配置、漏水・遊離石灰の析出

- ・全体に、主桁と間詰め部の打継目付近にはく落防止対策工と思われるシートが設置されていた。A1-P1 間では、シートに膨らみ、亀裂及び剥がれ等は無かった。



A1-P1 径間 桁下 (A1 側)



A1-P1 径間 桁下 (P1 側)

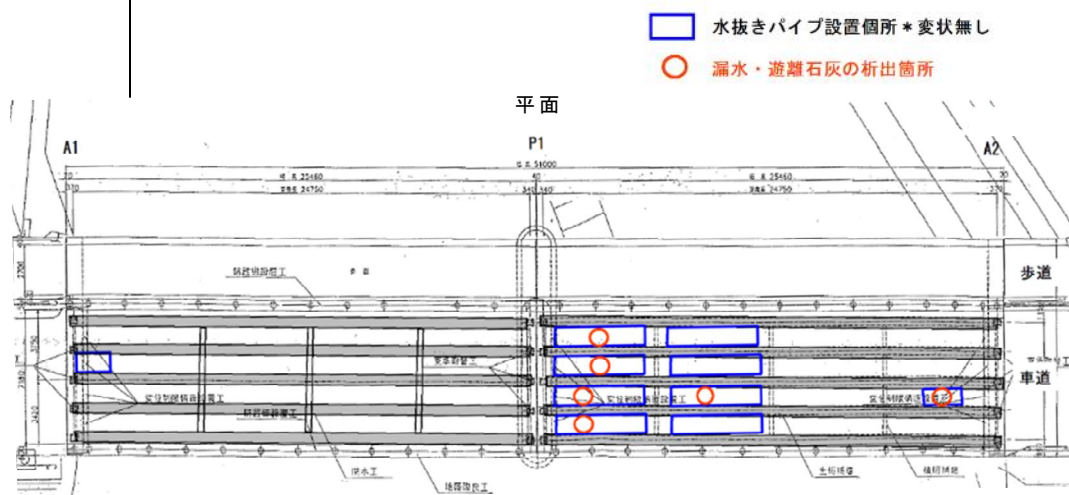
顕著な変状はなかった。

※はく落防止シートの水抜きパイプが A1 端部の主桁と間詰め部の打継目付近に数本設置されていたが、水抜きパイプからの漏水や遊離石灰の発生は見受けられなかった。

顕著な変状はなかった。

※P1 端部から支間中央の区間は、水抜きパイプが設置されていなかった。

■ 桁下面変状図



■橋面変状

- ・ P1-A2 径間 P1 付近の舗装にポットホールと舗装の補修跡を確認した。
- ・ その後、主桁上面と舗装間のレベリング層の土砂化や、ポットホール箇所付近に無筋かつテーパ無しの床版間詰め部の陥没が影響している可能性も考え、桁下の状態も確認した。



P1-A2 径間 橋面 (P1 付近)

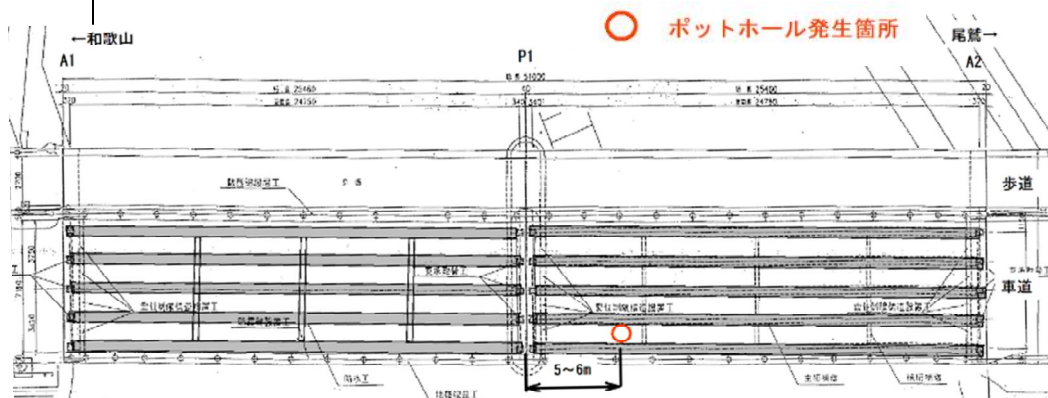


P1-A2 径間 橋面 (P1 付近)
ポットホール発生箇所

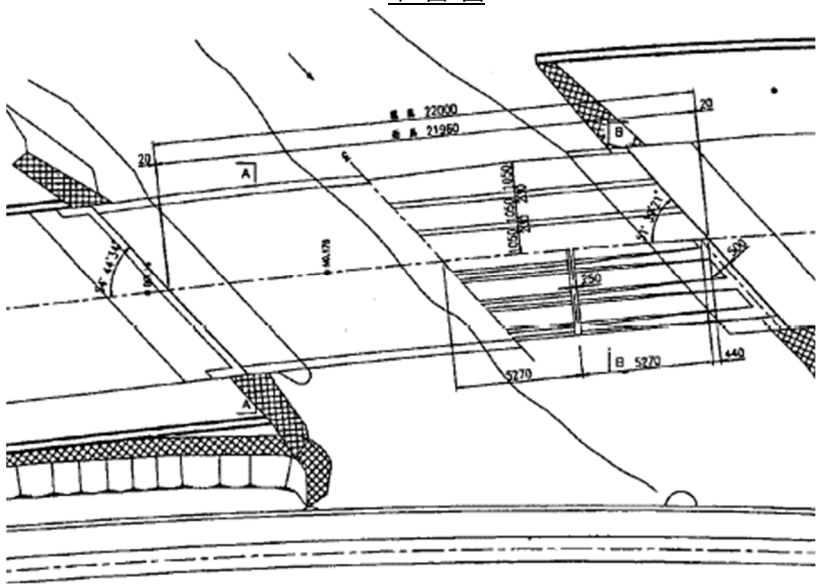
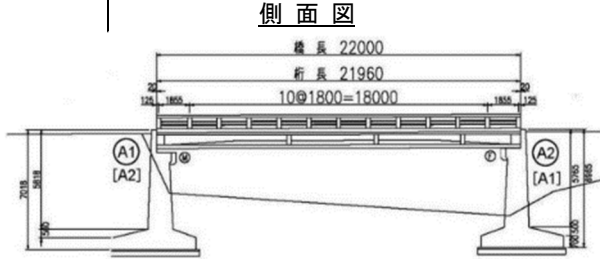
舗装上にポットホール 1 箇所が見受けられた。

※ポットホールの発生箇所から約 2m 離れた箇所は補修済みであった。以前にポットホール等が発生していたと推定される。

■橋面ポットホール発生箇所図



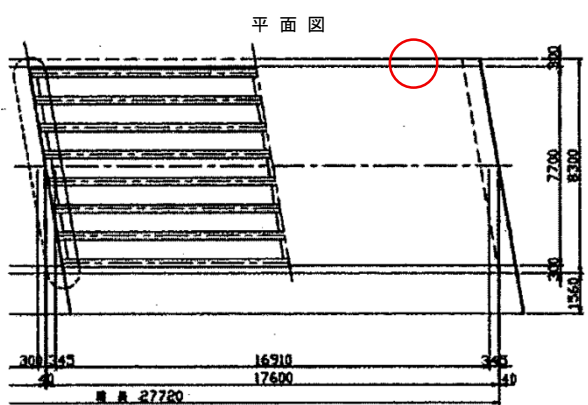
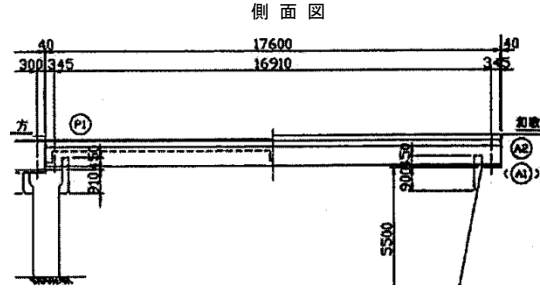
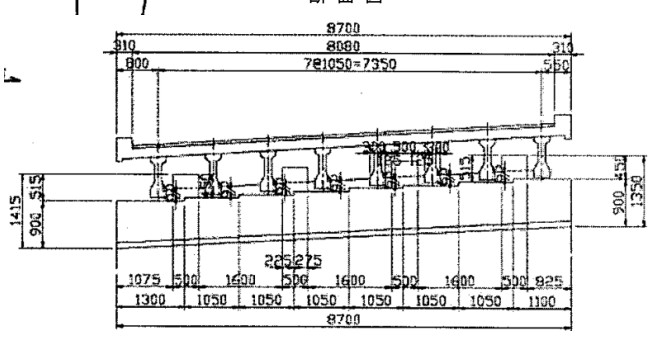
	■ポットホール発生箇所の桁下変状 ・間詰め部の陥没兆候や漏水・遊離石灰の析出は見られなかった。はく落防止対策工と思われるシートが設置されており、間詰め部の細部まで確認できなかった。 ・ポットホールは、地覆と舗装の境界に設置されている防水コンクリートの打継目やひびわれ発生箇所などから水が浸入し、主桁や床版上面が土砂化して発生した可能性がある。   P1-A2 径間 桁下 (P1 付近) ポットホール発生箇所の桁下状況
他の橋の維持管理のための学び等	・水抜きパイプ付近では橋面に土砂化等の変状があるとパイプを通じて床版下面に水が供給される可能性があることから、はく落防止シートの内部で変状を引き起こすことが考えられる。 ・シート系の橋面防水が実施されていても、舗装面にポットホールが生じたときには、水抜きパイプからはく落防止シートを貫通して遊離石灰が析出していることには関連性が考えられるので、その後の維持管理のためにも、部分的に舗装を剥がすなど、見立ての妥当性を補足するための調査をしておくのがよいと考えられる。

No.	7	橋 梁 名	G 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋、橋長 22.0m、供用後 52 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<過去の点検・補修> ・供用から 43 年後に断面修復、ひびわれ注入、電気防食工、床版防水設置工などが行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・電気防食工が施工されている一方で、電気防食システムの停止、復旧の履歴が報告されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部、山沿い 交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：北西側は山に囲まれ河川沿いに谷、南東側を海（100m 以内）		
一般図 全景写真	平 面 図  側 面 図   全景写真 上流より、左が起点		

	全景写真 手前が起点 全景写真 手前が終点
本研究における現地調査の結果	電気防食が設置されていた。また、鉄筋の発錆によるコンクリートの剥離やひびわれを確認した。 電気防食が施されていた 落橋防止装置チェーンが発錆していた スターラップの発錆によりコンクリートが剥離している箇所が多数あり 下フランジ側面にひびわれが見られる
他の橋の維持管理のための学び等	- 電気防食工法は、何らかの理由により通電が停止する可能性もある。通電が停止すると、その間は防食がなされないため、定期的に通電を確認するのがよいと考えられる。 - 今回の調査で鉄筋の錆やコンクリートのひびわれが見られていたことから、電気防食工法を適用した橋でも定期的に損傷の進行性を確認するのがよいと考えられる。

No.	8	橋 梁 名	H 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋+単純 PC プレテンT桁橋、橋長 27.8m、 供用後 15 年（調査時点）		
過去の点 検・補修 等	供用から 15 年経過した調査時点で既に橋梁は使用されていない。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の内陸部、山間部 交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：周囲を山に囲まれた谷、海岸線から約 1km		
一般図 全景写真	■A1-P1 側 面 図 断面図 (A1-P1) 平面図 (A1-P1) ■P1-A2 側 面 図 断面図 (P1-A2) 平面図 (P1-A2) 全景写真 手前が起点側 全景写真 手前が終点側 全景写真 左が起点側		

本研究 における 現地調査 の結果	・桁下からの目視確認の範囲では、損傷や劣化は確認できなかった。また、桁下からの目視確認では A1-P1 間の横締め PC 鋼材の配置位置が分からなかった。  A1-P1 間 点検状況 (A1 側) 損傷・劣化は確認できなかった  A1-P1 間 点検状況 (P1 側) 損傷・劣化は確認できなかった  P1-A2 間 点検状況 (A1 側) 損傷・劣化は確認できなかった  P1-A2 間 点検状況 (A2 側) 損傷・劣化は確認できなかった
他の橋の 維持管理 のための 学び等	・ホロー桁や I 桁タイプの床版橋においては、一般に外側からは横桁が見えずダイヤフラム等もないことから、近接目視確認では横締め PC 鋼材配置位置の判断が困難である。よって、横締め PC 鋼材の位置を桁に明示することが以降の維持管理において有用だと考えられる。

No.	9	橋 梁 名	I 橋
橋梁形式	単純ポステンT桁橋、橋長 27.72m、供用後 55 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	ポステンT桁橋における床版横締め PC 鋼材の破断事例である。 <過去の点検・補修> ・供用から 46 年後に主桁のひびわれ注入が行われたとされている。 ・その 3 年後にも主桁のひびわれ注入、床版の断面修復とはく落防止、横桁と地覆の断面修復が行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・直近の点検では、遊離石灰や漏水などの変状が確認されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の内陸部、山間部 交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：周囲を山に囲まれた谷、海岸線から約 1km		
一般図 全景写真	平面図   側面図  断面図 		

	全 景 写 真 (橋 面) 全 景 写 真 (桁 下)
本研究 における 現地調査 の結果	・ PC 鋼材の破断について 終点側 A2 から約 3.5m 位置において、PC 鋼材の破断・突出を確認した。 横締め PC 鋼材突出箇所 (橋面) 横締め PC 鋼材突出箇所 (拡大) 横締め PC 鋼材突出箇所 (桁下) 右記写真は調査時に見られた、 露出した鋼材の破断部を近接して 撮影したものである。 横締め PC 鋼材突出箇所 (拡大)

・破断した PC 鋼材周辺の変状について

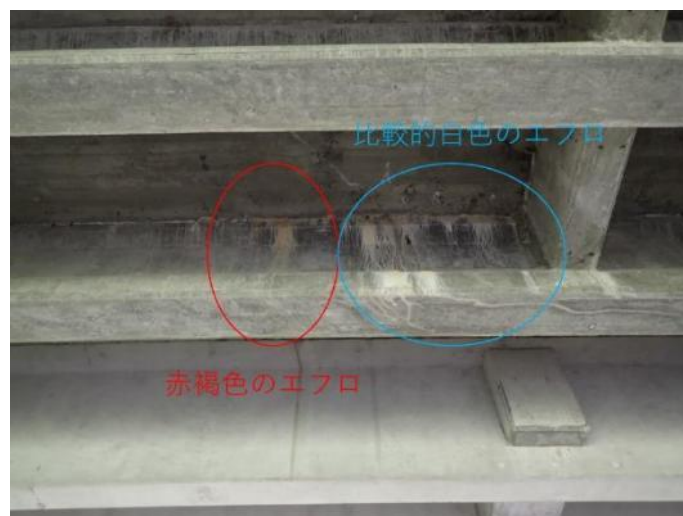
PC 鋼材位置と推定されるラインの床版と主桁との打継ぎ部に遊離石灰を確認した。また、同ラインの床版支間中央付近にひびわれも確認した。



床版部のひびわれ及び遊離石灰

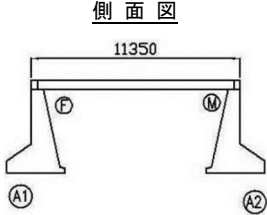
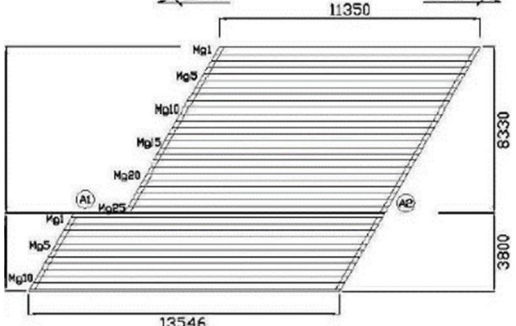
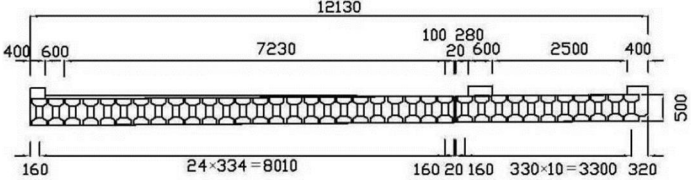
・それ以外の箇所の変状

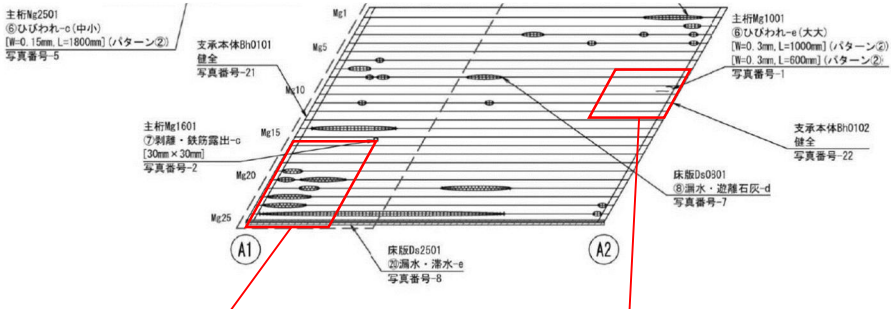
破断箇所以外でも同様に、白色の遊離石灰が確認され、一部では錆色が混じったような赤褐色の析出物も確認された。変状の状態から、橋面からの漏水によるものである可能性が考えられた。



突出箇所以外の遊離石灰

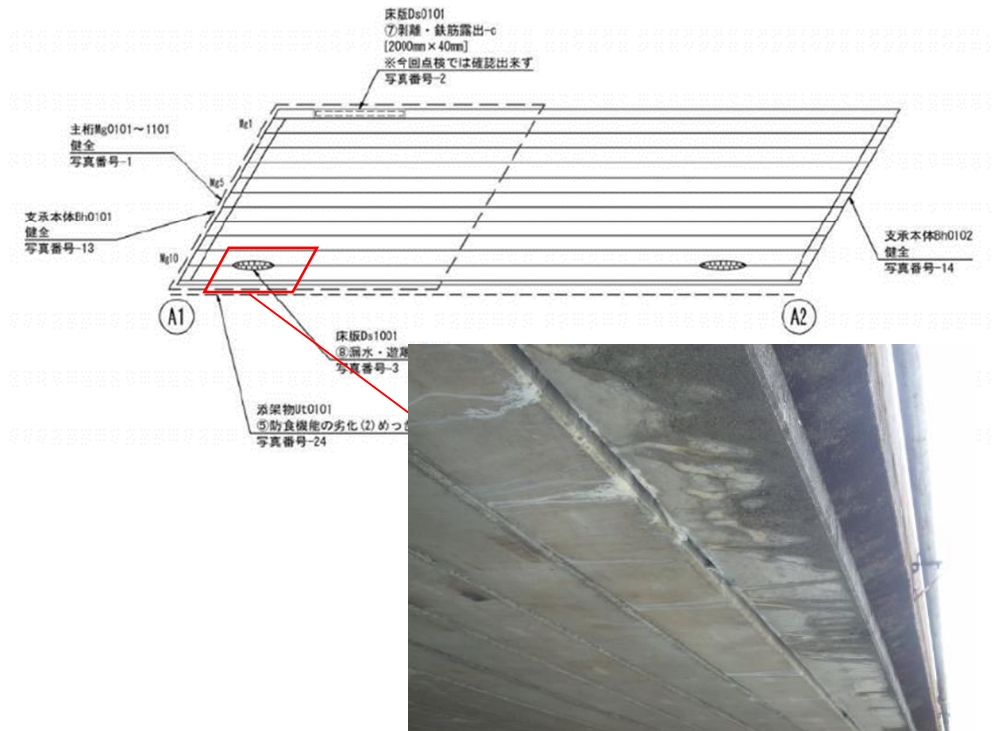
他の橋の 維持管理 のための 学び等	・破断横締め PC 鋼材が配置されていた床版の間詰め部から漏水や遊離石灰が確認されていることから、プレテンション方式と同様にポストテンション方式の床版橋においても主桁上フランジと間詰め床版の界面が水みちになる可能性があることに留意する必要がある。 ・突出箇所以外でも遊離石灰が析出しており、一部で赤褐色の析出物が確認されたことから、鋼材の腐食や破断の可能性も考えながら点検するのがよいと考えられる。
---------------------------------------	--

No.	10	橋 梁 名	J 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋 (I 形断面) 車道部：橋長 11.35m、供用後 54 年 (調査時点) 歩道部：橋長 13.55m、供用後 44 年 (調査時点)		
過去の点検・補修等	<過去の点検・補修> ・供用から 48 年後の点検までは、損傷は確認されていない。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 53 年後に、主桁下面に橋軸方向のひびわれが確認されている。		
橋梁位置	場 所：太平洋側の沿岸部、山沿い 交差物件：河川 降 水 量：2650mm/年 積 雪 量：0cm/年 周辺状況：農地、住宅地、北西側に山、南東側に海 (300m 以内)		
一般図 全景写真	側 面 図  平 面 図  断 面 図   全景写真(左側が A1 側)  全景写真(手前が A1 側)		

	 全景写真(奥が A2 側)
本研究における現地調査の結果	<u>車道部</u> ・車道部の間詰め部から遊離石灰を確認し、一部の遊離石灰からは錆汁のような茶褐色の変色も確認した。 ・車道部の主桁底版の一部に橋軸方向ひびわれを確認した。 ・車道部の供用年からは、主桁は JIS A 5313（1959 年版）により製造されたと考えられる。 ・間詰めは 10mm 程度でありモルタルが充填されていた。そこから遊離石灰が生じており、一部茶褐色に変色している。また、主桁底版の橋軸方向にひびわれが生じていた。   遊離石灰(A1 側)  ひびわれ(A2 側)

歩道部

- ・歩道部の供用年からは、主桁は車道部と同様、JIS A 5313（1959 年版）により製造されたと考えられる。
- ・地覆部からの伝い水、間詰め部から遊離石灰が生じていたが、発生箇所は車道部より少なかった。



遊離石灰及び地覆部からの伝い水

橋面



舗装目地（手前が A1 側）

遊離石灰が見られた直上の舗装には目地があり、そこから雨水が浸入している可能性も考えられた。



橋面から橋の側面を望む

橋の側面には大きな添架管があり、地覆側面の目視が難しい状況であった。

他の橋の 維持管理 のための 学び等	・間詰め部から遊離石灰が生じていることから、床版桁と間詰めの界面が水みちになる可能性があることに留意する必要がある。 ・一部の析出物に茶褐色の変色が見られることから、内部鋼材の腐食があるならば、水の浸入と関係する可能性が考えられる。 ・ホロー桁やI桁タイプの床版橋においては、一般に外側からは横桁が見えず、本橋梁のように添架管などで側面が見づらくなると、さらに横締め PC 鋼材の位置特定や定着部の目視確認が困難である。よって、横締め PC 鋼材の位置を桁に明示することが以降の維持管理において有用だと考えられる。 ・遊離石灰が見られた直上の舗装に目地があったことから、目地から橋面への水の浸入も考えられる。
---------------------------------------	---

No.	11	橋 梁 名	K 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋 (I 形断面)、 側 道 橋 : 橋長 13.62m、供用後 63 年 (調査時点) 橋側歩道橋 : 橋長 13.62m、供用後 63 年 (調査時点)		
過去の点検・補修等	上り線は本線が拡幅された側道橋、下り線は本線側面の歩道橋である。 <過去の点検・補修> ・側道橋 (上り)、歩道橋 (下り) とともに、供用から 57 年後の点検までに、本線橋との隙間からの漏水、舗装のひびわれなどが確認されている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・上り線 (側道橋)、下り線 (歩道橋) とともに、供用から 60 年後の点検にて、軽微な損傷が確認されている。		
橋梁位置	場 所 : 太平洋側の沿岸部、山沿い 交差物件 : 河川 降 水 量 : 2650mm/年 積 雪 量 : 0cm/年 周辺状況 : 農地、住宅地、北西側に山、南東側に海 (500m 以内)		
一般図 全景写真	平 面 図 橋 長 13615 桁 長 13575 支間長 13075 東側 21~22 西側 20~18 4279 200 2390 2344 75 2340 208 A1 A2 [] 内は供用開始時の表示		

・側道橋（上り）

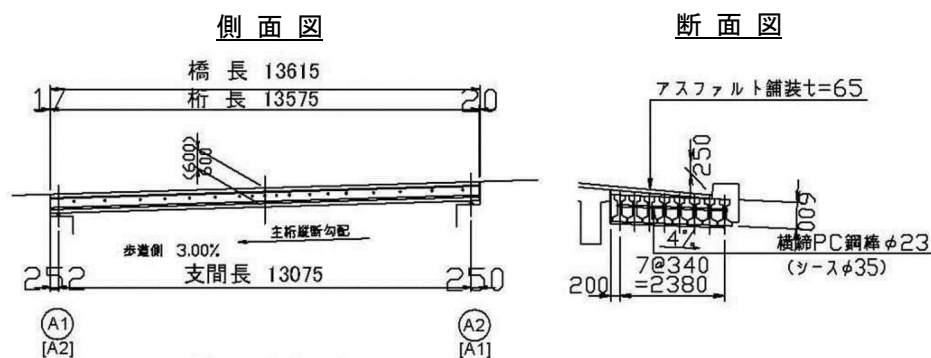


写真1. 上り線全景

・歩道橋（下り）

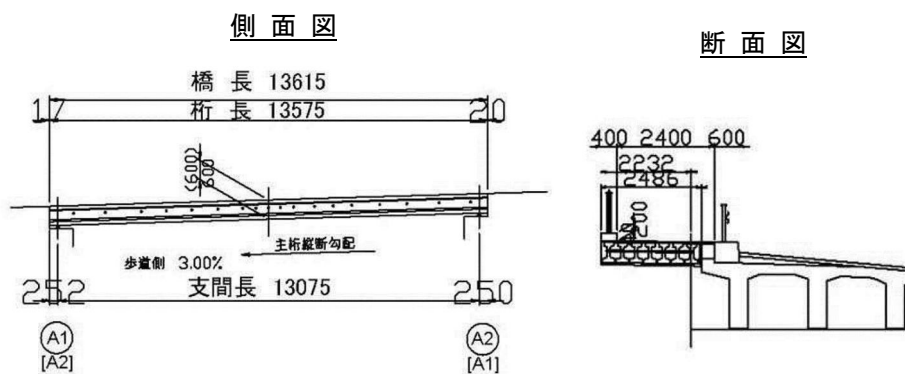


写真2. 下り線全景

本研究
における
現地調査
の結果

■ 側道橋（上り線）

- ・側道橋（上り）において、主桁下面（Mg01）で著しい汚損を確認した。また、一部の主桁下面（Mg05 支間中央部）では、錆汁の痕跡を確認した。

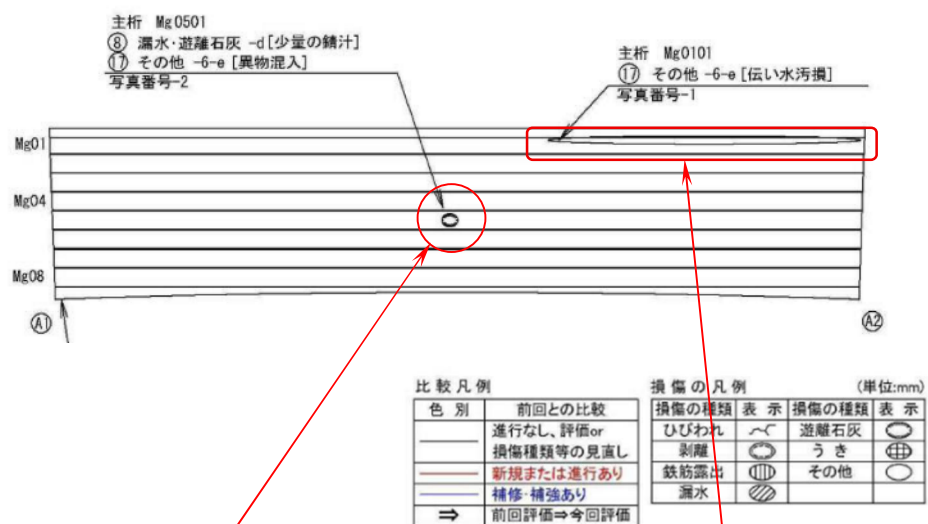


写真 3. 錆汁の痕跡（Mg05 支間中央部）



写真 4. 著しい汚損（Mg01 主桁下面）

- ・車道部の橋面舗装においては、側道橋（上り）と車道橋との縦目地上に複数のひびわれを確認した。



写真 5. 橋面舗装のひびわれ（縦目地部）

■ 歩道橋（下り線）

- 歩道橋（下り）において、主桁下面（Mg07）に加え、外桁下面（Mg01）で著しい汚損を確認した。

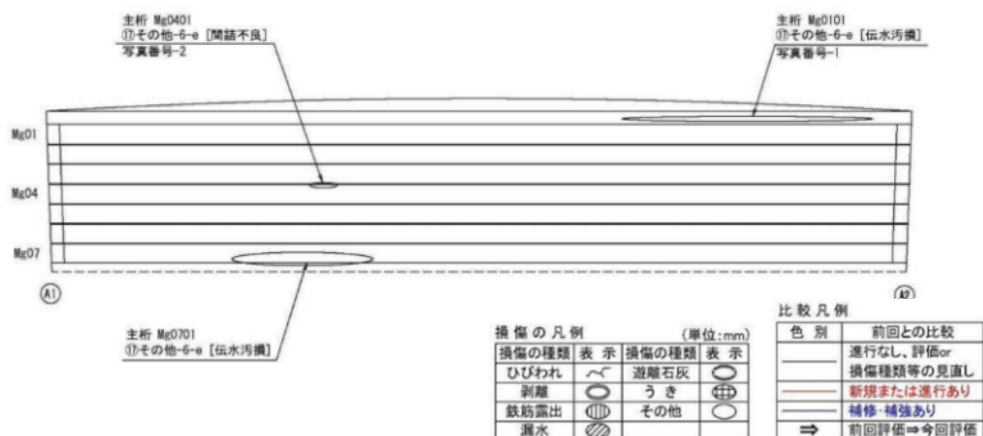


写真 6. 汚損（Mg01, Mg07 主桁下面）



写真 7. 橋面舗装状況（歩道部）

他の橋の
維持管理
のための
学び等

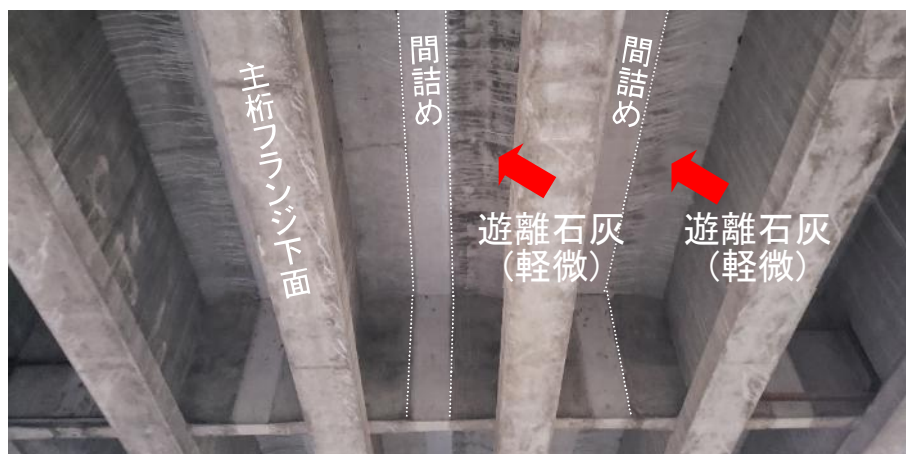
- 縦目地部での汚損や、縦目地直上の舗装の変状からすると、歩道が隣接する床版橋では縦目地から主桁部に水が供給される可能性があり、縦目地も内部鋼材への水の供給源になり得ることに留意が必要である。

No.	12	橋 梁 名	L 橋
橋梁形式	単純 PC ポステン T 桁橋 7 連、橋長 342.4m、供用後 39 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 35 年後の点検（リフト車使用）では、本橋の A1-P1 間において、主桁には鉄筋及びシースの露出（豆板の補修跡あり）、床版には豆板と鉄筋露出が確認されている。 ・舗装では広い範囲でひびわれやわだち掘れの発生が確認されている。		
橋梁位置	場 所：内陸部、平野部 降 水 量：1860mm/年 周辺状況：河川敷と住宅 交差物件：河川 積 雪 量：27cm/年		
一般図 全景写真	全景写真（奥側 A1）		

	(P)₁ ~ (P)₃ 橋脚 3-1/100 正面図 側面図
本研究 における 現地調査 の結果	今回の調査では、主桁や間詰め部については P5-A2 間を橋下 3.5m から見上げる形で行い、舗装状態は P6-A2 間を近接目視した。 (1) 主桁側面の変状 (P6-A2 間) ・ P6-A2 間の主桁側面の一部にひびわれ及びその補修跡のような形跡を確認した。 拡大図 ひびわれ又は補修跡のように見える。

(2) 床版間詰め部の軽微な遊離石灰（今回点検した P5-A2 間全域）

- ・主桁下面では間詰め部に遊離石灰を確認した。



(3) 舗装部のひびわれやわだち掘れ (P6-A2 間)

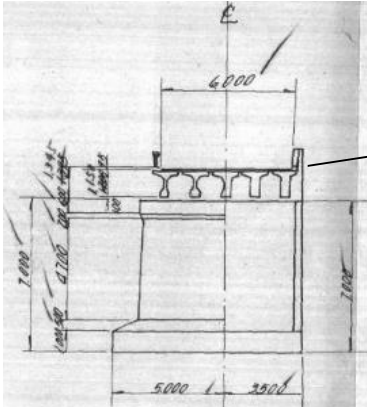
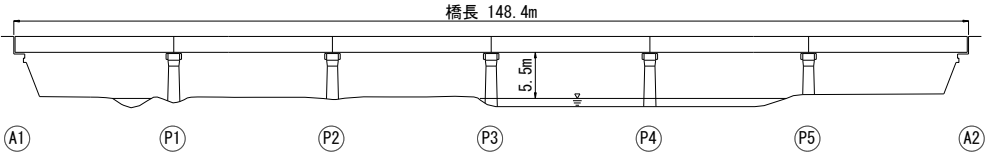
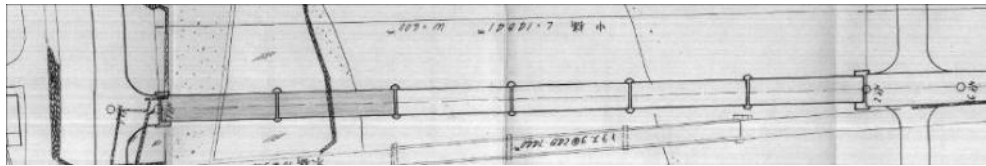
- ・橋面では舗装の広い範囲でわだち掘れやひびわれを確認した。



勾配の低い側の A2
付近にて舗装の損傷
がみられる



他の橋の 維持管理 のための 学び等	・ 橋長が長い橋において点検用の通路等が無いと、相当の範囲が近接できず変状に気づきにくい。維持管理の観点からは検査路を設けるのが望ましいと考えられる。 ・ 勾配の低い側である A2 側にて舗装に損傷が見られること、P5-A2 間の間詰め部に軽微な遊離石灰が見られることから、水の影響は勾配の低い側に集中しやすい可能性があり、点検において考慮すべきと考えられる。
-----------------------------	---

No.	13	橋 梁 名	M 橋
橋梁形式	単純 PC ポステン T 桁橋 6 連、橋長 148.4m、供用後 58 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	床版橋では無いものの、類似の T 桁橋梁として調査を行った。 <過去の点検・補修> ・供用から 47 年後に地覆、防護柵の補修を、その 1 年後に橋面防水及び伸縮装置補修の対策が行われたとされている。 ・同時期に落橋防止装置 (PC ケーブル)、変位制限装置 (RC 突起)、防護柵補修工、支承防錆工などが行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 56 年後の点検では、間詰め部と主桁部からひびわれと遊離石灰の析出、排水装置の異常（管外れ）が確認されている。		
橋梁位置	場 所：内陸部、谷部 降 水 量：2250mm/年 周辺状況：山に囲まれている 交差物件：河川 積 雪 量：37cm/年		
一般図 全景写真	断面図  側面図  平面図 		



全景写真（斜めより）



全景写真（正面より）



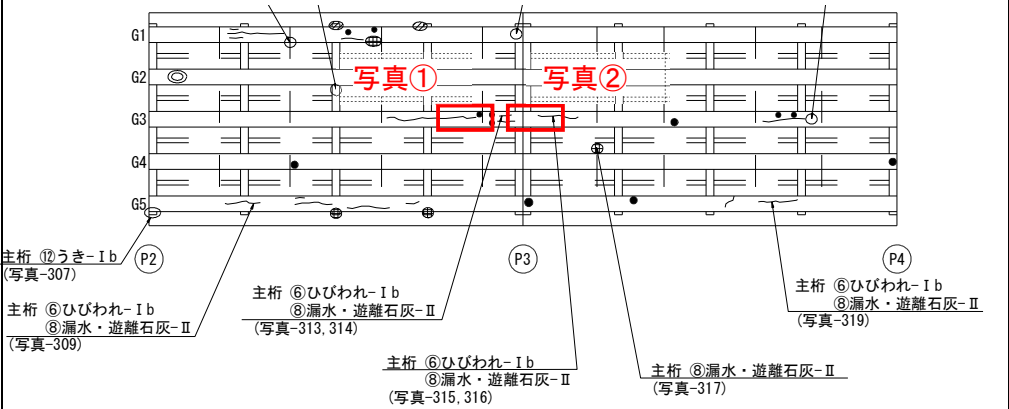
床版の間詰め部から遊離石灰が見られた。また、桁下面の一部が茶褐色に汚れていた

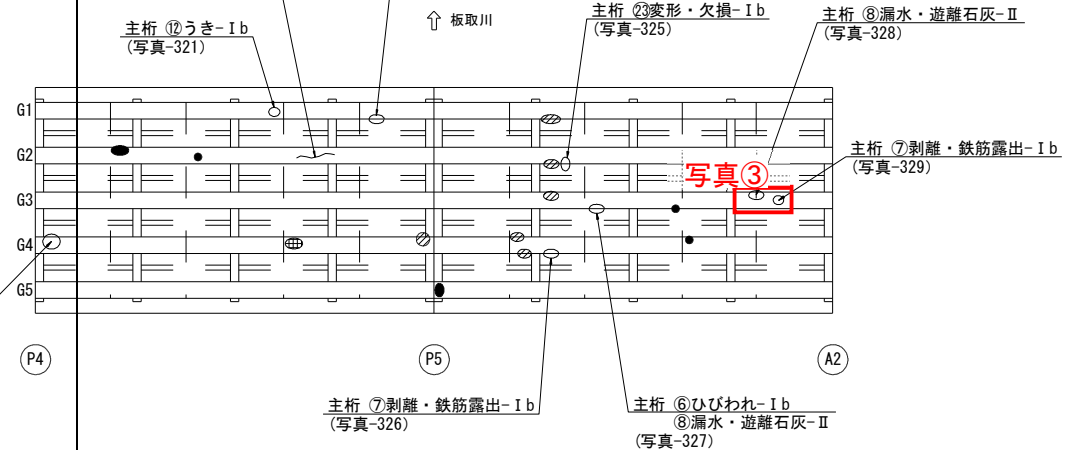


桁中央部の底面に橋軸方向のひびわれと、規則的な間隔にて点錆が見られた



親柱には凍結抑制剤が置かれていた

本研究における現地調査の結果	3 径間目 (P2-P3)、4 径間目 (P3-P4) - 第 3 径間及び第 4 径間の P3 側の G3 桁端部側面に、シーすに沿った遊離石灰を伴うひびわれを確認した。  主桁 ⑫うき-I b (写真-307) 主桁 ⑥ひびわれ-I b ⑧漏水・遊離石灰-II (写真-309) 主桁 ⑥ひびわれ-I b ⑧漏水・遊離石灰-II (写真-313, 314) 主桁 ⑥ひびわれ-I b ⑧漏水・遊離石灰-II (写真-315, 316) 主桁 ⑧漏水・遊離石灰-II (写真-317) 主桁 ⑥ひびわれ-I b ⑧漏水・遊離石灰-II (写真-319)  遊離石灰を伴うシーすに沿ったひびわれ(3 径間目)  遊離石灰を伴うシーすに沿ったひびわれ(4 径間目) - 当該ひびわれ付近の直上の路面において目立った損傷はなく、地覆遊間部からの漏水はあるが、伸縮装置からの漏水は見られていない。   舗装目地
-----------------------	---

	<u>6 径間目 (P5-A2)</u> ・第 6 径間の A2 側の G3 桁下フランジ側面に、シーースに沿った遊離石灰を伴うひびわれを確認した。 ・前述した 3 径間目と 4 径間目のひびわれと同様に、ひびわれから析出した遊離石灰の中に、錆汁が疑われる変色はなかった。 ・同様に、路面において、当該ひびわれ付近の直上に目立った損傷はなかった。   遊離石灰を伴うシーースに沿ったひびわれ(6 径間目)
他の橋の維持管理のための学び等	・ポステンT桁橋の場合は主方向においても PC 鋼材にグラウトを用いており、グラウト充填不良の可能性があることから、点検においては主方向のシーース位置にも留意し、横締め PC、主方向 PC それぞれに対して変状を把握する必要があると考えられる。

No.	14	橋 梁 名	N 橋
橋梁形式	3 径間単純 PC ポステン T 桁橋、橋長 100.0m、供用後 46 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 44 年後に床版横締め PC 鋼材の抜け出しが確認されている。この時の調査で横締め PC 鋼材のグラウト充填不良が確認されている。 ・横締め PC 鋼材の入れ替え等の補修がなされている。		
橋梁位置	場 所：内陸部、谷部 降 水 量：2250mm/年 周辺状況：山に囲まれている 交差物件：河川 積 雪 量：37cm/年		
一般図 全景写真	  終点上流側 終点下流側		
本研究における 現地調査の結果	■横締め PC 鋼材定着部 ・抜け出し確認から 2 年後の本調査時点では、補修設計を実施するための橋梁の現状の確認と調査を行っている最中であった。 ・3 径間とも、各径間に 1 箇所、合計 3 箇所の床版横締め PC 鋼材の定着背面（地覆側面）に補修跡があった。（管理者によれば、過去に、PC 鋼より線への入替、再緊張とグラウト注入が行われている。）  横締め PC 鋼棒の補修跡		



A1 側



P2 橋脚部



A2 側

■ 桁側面及び下面の変状

- ・ 全ての桁端部にて橋面からの漏水の跡を確認した。
- ・ A2 橋台にて横桁横締めの後埋めコンクリート部にひびわれが見られた箇所があった。A1 橋台側の桁端部では、コンクリートが剥離しており、錆びた鉄筋を確認した。また、P1・P2 橋脚部では、錆汁・遊離石灰を確認した。



A1 橋台（下流側）



P1 橋脚（下流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡と、コンクリートの剥離と露出した錆びた鉄筋を確認した。

伸縮装置からの漏水の痕跡と、桁側面に遊離石灰の析出と錆汁を確認した。



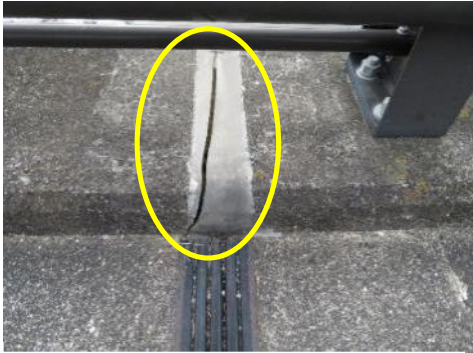
P2 橋脚（上流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡と、桁側面に錆汁、また、PC 鋼棒補修部分の下側から遊離石灰の析出を確認した。

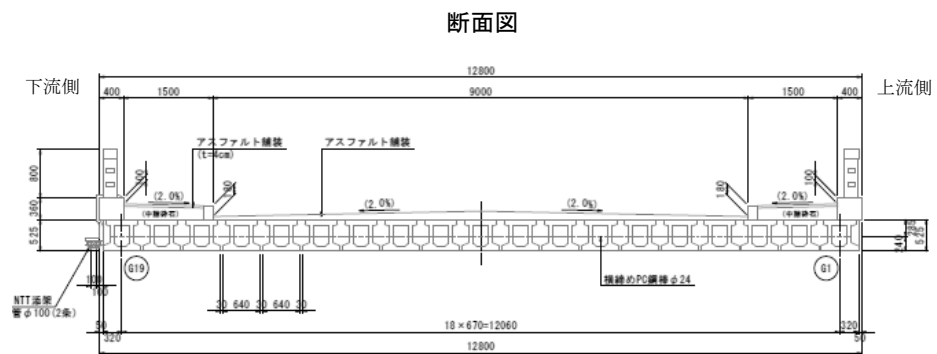
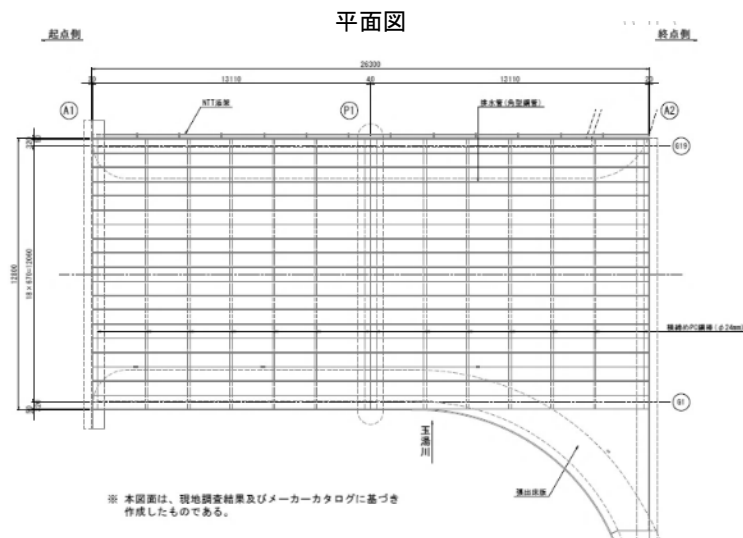
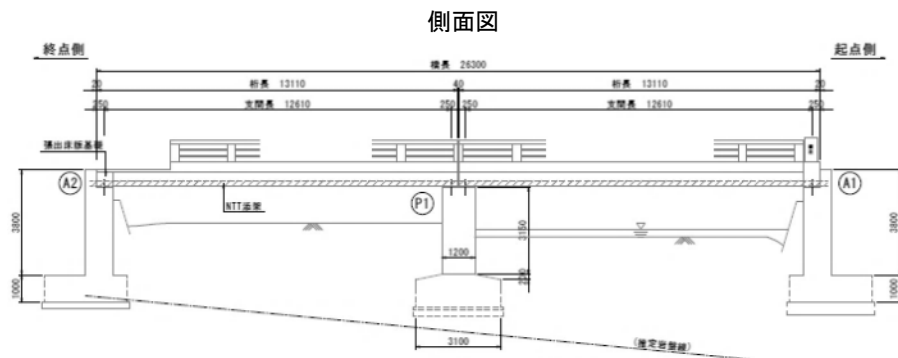


A2 橋台（上流側）

伸縮装置からの漏水の痕跡、及び横桁横締めの後埋めコンクリート部にひびわれを確認した。

	・排水管に遊離石灰の付着を確認した。 ・間詰めコンクリート部からの遊離石灰を確認し、特に歩道側の間詰めコンクリートからの遊離石灰が多かった。  P2 橋脚 <u>排水管から遊離石灰の析出を確認した。</u>  間詰めコンクリート部（歩道側） <u>間詰めコンクリートからの遊離石灰の析出を確認した。特に歩道側の間詰めコンクリートからの析出が多い。</u> ■ 橋面 ・橋面上では、橋台部の段差を舗装で調整した跡があった。調査時点では伸縮装置部に段差は無かったことから、調整工事において橋面全体を再舗装したものと推定した。 ・車道用と歩道用の伸縮装置のシール材が劣化しており大きな隙間があった。 ・排水装置は詰まっておらず、舗装ともなめらかに擦り付けられていた。  シール材 車道用と歩道用の伸縮装置間シール材の劣化 <u>車道用伸縮装置から歩道用伸縮装置までシール材で施工されているが劣化し隙間があった。</u>  歩道部地覆のシール材の劣化 <u>歩道部の地覆に施工されているシール材だが大きなひびわれを確認した。</u>
他の橋の維持管理のための学び等	・点検では、補修箇所のひびわれや水の影響にも着目する必要がある。 ・伸縮装置部からの漏水により、桁端部では他の箇所と比較して、著しい変状が確認されている。従前、周知されている事項ではあるが、劣化を助長する水の供給を抑制することは重要であり、点検においては伸縮装置のシール材の劣化や排水樋の破損にも着目する必要があると考えられる。

No.	15	橋 梁 名	0 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 26.3m、供用後 49 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 49 年経過した単純プレテン床版橋である。 <過去の点検・補修> ・供用から 40 年後の調査では交通量が 3,019 台、大型車混入率 4.6%（昼間 12 時間）の交通条件とされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 47 年後の点検では、主桁に鉄筋露出、横締め PC 鋼材破断・突出が複数本確認されている。 ・その後、PC 鋼材突出部の補修が行われたとされている。		
橋梁位置	場 所：日本海側内陸部、平野部 降 水 量：1790mm/年 周辺状況：住宅 交差物件：河川 積 雪 量：46cm/年		
一般図 全景写真	 写真-1 全景		



本研究
における
現地調査
の結果

- ・調査時には追加の補修工事が行われていた。
- ・桁側面にて PC 鋼材の補修跡を確認した。

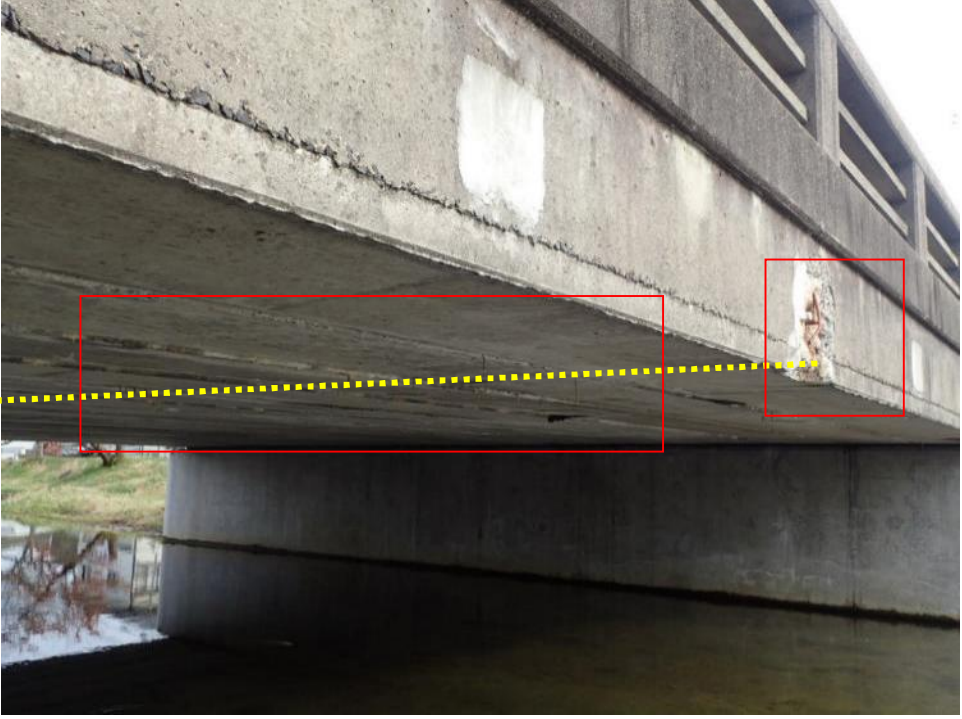
■破断・突出状況

横締め PC 鋼材の破断・突出を 4 箇所を確認した。①②④の鋼材については防錆処理や後埋めがなされていたり、別の鋼材が見えていたことから、何かしらの対策がなされていたと考えられるが、③の鋼材については措置がなされていなかった。従って、③については①②④の対策後に新たに突出した可能性がある。

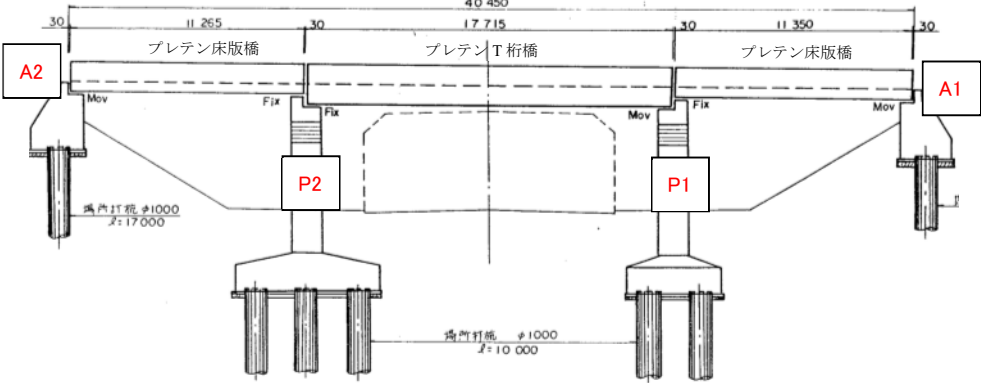
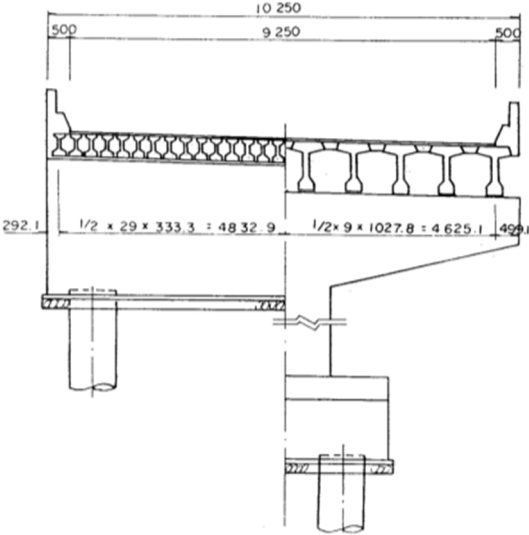
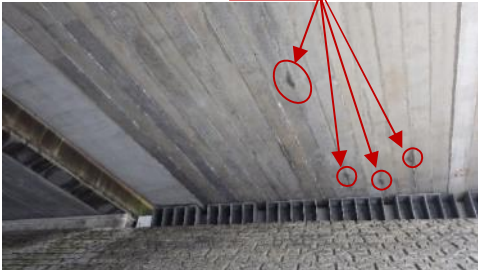
また、橋面には排水装置が見当たらなかった。



写真-2 突出状況一覧

	・突出した横締め PC 鋼材ラインの桁下を確認したところ、プレキャスト PC 桁と場所打ち部の界面からの遊離石灰及び錆汁を確認した。橋面からの雨水によって横締め PC 鋼材が腐食し、錆汁を伴う遊離石灰が析出したものと推察される。  写真-3 桁下状況
他の橋の維持管理のための学び等	・突出した横締め PC 鋼材補修後に他の箇所でも突出が生じていることから、破断や突出が確認された横締め PC 鋼材のみを事後保全的に補修しても、同じ環境下にある他の PC 鋼材にも同様のリスクが残っている可能性が高く、全体的な調査を行うことが必要と考えられる。

No.	16	橋 梁 名	P 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋＋単純 PC プレテンT桁橋＋単純 PC プレテン床版橋、橋長 40.45m、供用後 43 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 43 年が経過した 3 径間の跨道橋である。供用から 40 年後の調査では交通量が 38,829 台、大型車混入率 11.7%(昼間 12 時間)の交通条件である。 ＜過去の点検・補修＞ ・橋梁台帳によると供用から 10 年後に支承の補修が行われたとされている。その後、調査時点までに伸縮装置の交換や断面修復など様々な補修が行われたとされている。 ・供用から 31 年後に主桁のはく落防止ライニング工が行われたとされている。 ＜本研究で行った現地調査の直近の点検・補修＞ ・供用から 31 年後に ASR の疑いが生じ、以降直近の点検まで経過観察が行われたとされている。 ・供用から 39 年後に主桁にひびわれ注入とひびわれ表面の被覆、一部にはく落防止工（特殊ラミネート）が行われたとされている。		
橋梁位置	場 所：日本海側内陸部、平野部 交差物件：道路 降 水 量：2340mm/年 積 雪 量：147cm/年 周辺状況：農地と住宅		
一般図 全景写真	写真 1 全景写真		

	側 面 図  断 面 図 
本研究 における 現地調査 の結果	■ 桁下面 (A1-P1) ・単純プレテン床版橋の A1-P1 間の間詰め部に水しみ、遊離石灰を確認した。 ・主桁間の遊離石灰から錆汁の滲出は見られなかった。 ・L 側耳桁近傍のはく落防止ライニング工施工部に、補修後の再劣化と思われる変状を確認した。 漏水  A1-P1 間写真 (A1 側) 再劣化  A1-P1 間写真 (A1_L 側)

■桁下面（P2-A2）

- ・単純プレテン床版橋の P2-A2 間の間詰め部に水しみ、遊離石灰を確認した。
- ・主桁間の遊離石灰から錆汁の滲出は見られなかった。
- ・L 側耳桁近傍のはく落防止ライニング工施工部に、補修後の再劣化と思われる変状を確認した。



P2-A2 間写真 (A2 側)



P2-A2 間写真 (A2_L 側)

■桁下面（P1-P2）

- ・P1-P2 間は顕著な損傷は見られなかったものの、間詰め部においてほぼ等間隔に赤褐色の鋼材跡を確認した。この鋼材は間詰めコンクリート施工時に使用された型枠吊用鋼材の切断面だと思われる。



P1-P2 間写真 (A1 側)



P1-P2 間写真 (A2 側)

■桁側面写真

- ・側面は、定着部を含め顕著な変状は見られなかった。



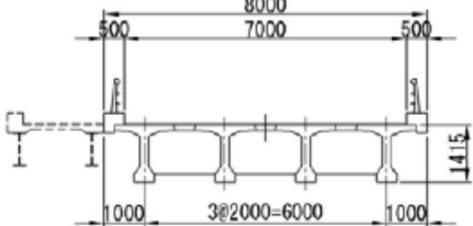
A2-P2 間写真

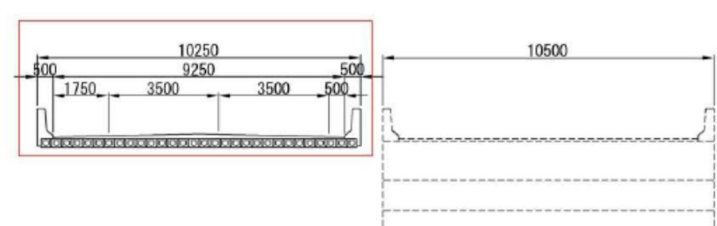


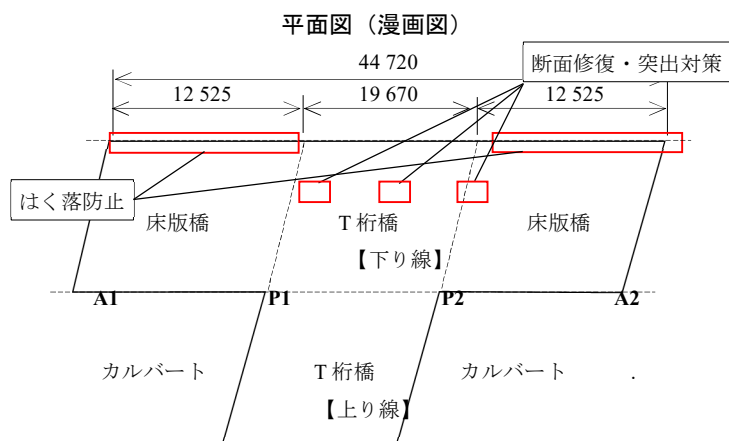
P1-A2 間写真

他の橋の 維持管理 のための 学び等	・過去に行われたはく落防止工の変状や、間詰め部での遊離石灰の析出からは、PC 床版橋では、間詰め部等を介した橋面からの水の浸入があると考えるのがよい。 ・床版橋は鋼材位置が目視で分かりづらいため、維持管理を考えたときにはシート等で補修した場合には、点検を考慮して横締め PC 鋼材の位置を記しておくのが良いと考えられる。
---------------------------------------	---

No.	17	橋 梁 名	Q 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋、橋長 27.5m、供用後 46 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<過去の点検・補修> ・供用から 40 年後に、主桁の一部で断面修復が行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・直近の点検では大きな損傷はなかったと報告されている。		
橋梁位置	場 所：日本海側内陸部、平野部 交差物件：河川 降 水 量：2340mm/年 積 雪 量：147cm/年 周辺状況：住宅		
一般図 全景写真	写真 1 橋梁全景 側 面 図 橋長 27460 桁長 27400 支間長 27000 平 面 図 橋長 27460 桁長 27400 支間長 27000		

	断面図 
本研究 における 現地調査 の結果	■ 桁下面状況 ・ 桁下については検査路がなく、堆雪の影響により堤防部からもアクセスできなかったため、桁下の状況は確認できなかった。（側方からの遠望目視を実施） ■ 桁側面状況 ・ 観察できた範囲では、外桁側面及び横桁定着部に変状は見られなかった。 
他の橋の 維持管理 のための 学び等	・ 維持管理性からは検査路を設けるのが望ましいが、小規模橋梁では経済合理性や検査路の管理性など様々な理由で検査路等を設置していない橋梁もあるため点検時には安全確保に注意する必要がある。

No.	18	橋 梁 名	R 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋, 単純 PC プレテンT桁橋、橋長 44.7m、 供用後 43 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 43 年経過した 3 径間の跨道橋（単純 PC プレテン床版橋, 単純 PC プレテンT桁橋）である。供用から 37 年後の調査では交通量が 42,735 台、大型車混入率 11.4%(昼間 12 時間)の交通条件である。 <過去の点検・補修> ・橋梁台帳によると供用から 16 年後、及びその 9 年後の 2 度、舗装全体が打ち替えられたとされており、供用から 28 年後、及びその 9 年後には上部工の断面修復が行われたとされている。 ・供用から 25 年後に下り線全箇所、その 7 年後に下り線 A1,P1 にて伸縮装置の交換が行われたとされている。 ・供用から 36 年後に床版(02)の断面修復及びはく落防止工、PC 定着部(P1,P2)に突出防護が行われたとされている。 ・供用から 38 年後に主桁(02)のひびわれ注入、ひびわれ表面被覆と、PC 定着部(02)の断面修復が行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 42 年後の点検にて、主桁ウェブに鉄筋露出が確認されている。		
橋梁位置	場 所：日本海側内陸部、平野部 交差物件：道路 降 水 量：2340mm/年 積 雪 量：147cm/年 周辺状況：農地と住宅		
一般図 全景写真	側 面 図  断面図 		



全景写真（左：南側、右：北側）



全景写真（左：北側、右：南側）

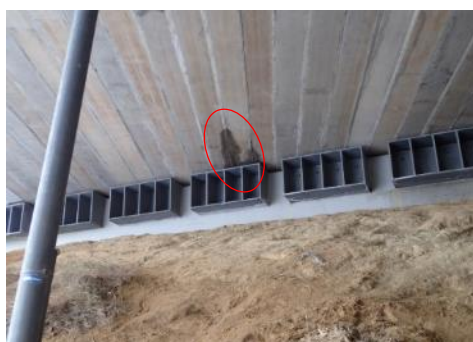
本研究
における
現地調査
の結果

■ 桁下面状況

- ・単純プレテン床版橋の P1-P2 間の間詰め部に漏水痕、及び T 桁橋部の床版に縦方向のひびわれを確認した。
- ・斜角を有する A1 橋台の主桁端部に漏水を確認した。
- ・P2-A2 間の耳桁近傍のはく落防止ライニング工施工部にひびわれが生じており、補修後の再劣化の変状を確認した。ひびわれは主桁と地覆の境界部に位置している。



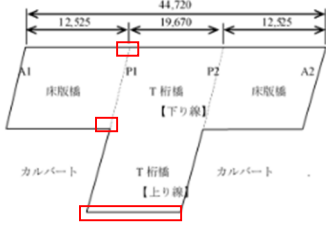
P1-P2 間（下り線、T 桁部）



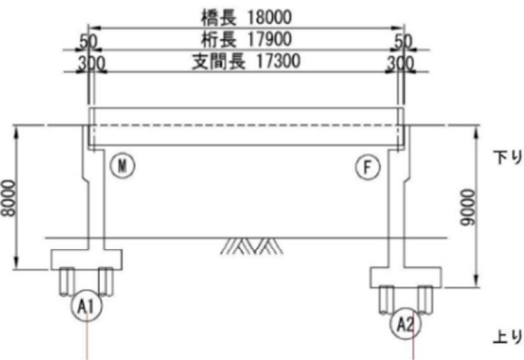
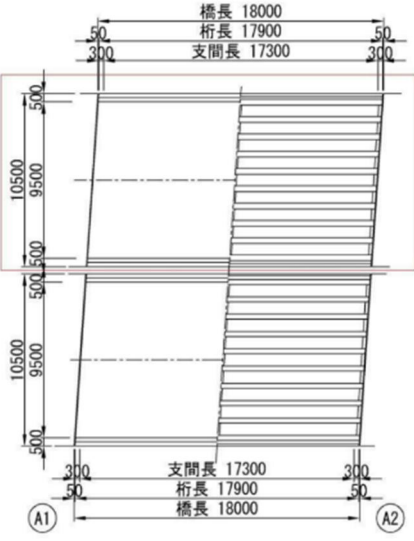
A1-P1 間（下り線、床版橋部）



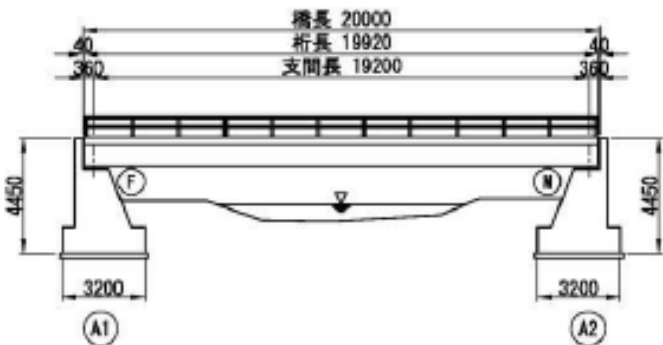
P2-A2 間（下り線、床版橋部）

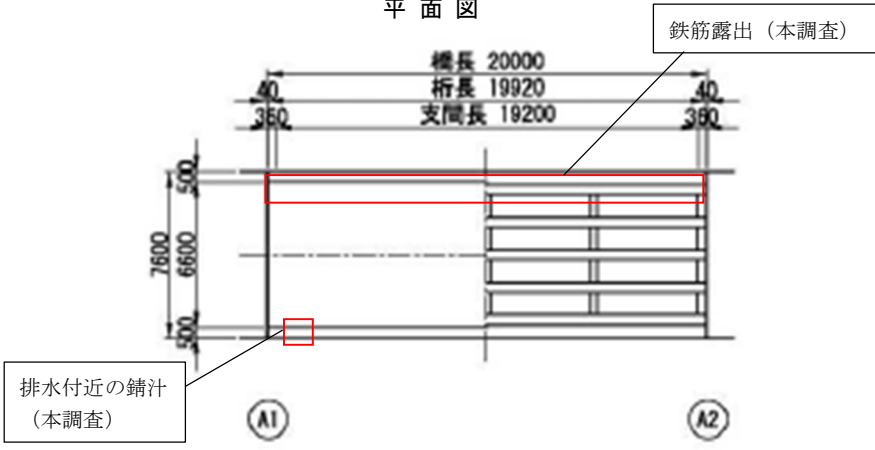
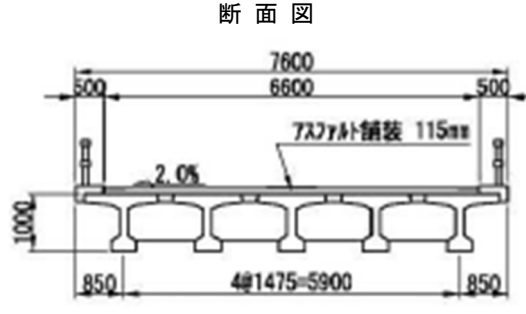
	■桁側面状況 ・下り線側 P1 部の PC 横締め部は突出防護対策が行われており、対策部に変状は無かった。 ・上り線側 P2 部の PC 横締め部は突出防護対策が実施されていなかった。  P1 橋脚（下り線）  P1 橋脚（下り線）  上り線側 
他の橋の維持管理のための学び等	・はく落防止シート施工部にひびわれが生じていることから、シート等で桁を保護しても、原因を適切に処置しなければ再劣化することが考えられる。 ・シート補修部の地覆下面の変状からは、地覆界面から漏水している場合は変状が進展する可能性もあるため、点検においてはシート補修部の変状の有無と進展の有無、水分供給経路の有無に着目する必要があると考えられる。

No.	19	橋 梁 名	S 橋
橋梁形式	単純 PC プレテンT桁橋、橋長 18.0m、供用後 34 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 34 年経過した単径間の跨道橋（単純 PC プレテン T 桁橋）である。供用から 23 年後の調査では交通量が 42,735 台、大型車混入率 11.4%(昼間 12 時間)の交通条件である。 <過去の点検・補修> ・橋梁台帳によると供用から 23 年後に上り線 A1、A2 橋台の伸縮装置本体の取り替えが行われたとされている。下り線はその 1 年後に A1、A2 付近の後打ちコンクリートの補修と、地覆部の断面修復、及びはく落防止が行われたとされている。（下り線側は伸縮装置の取り替えは行われていない） <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・直近の点検では、主桁ウェブに鉄筋露出が確認されている。 ・直近の点検時点では、橋面防水は未施工と報告されている。		
橋梁位置	場 所：日本海側内陸部、平野部 交差物件：道路 降 水 量：2340mm/年 積 雪 量：147cm/年 周辺状況：農地と住宅		
一般図 全景写真	全景写真（左：南側、右：北側） 断 面 図		

	側 面 図  平 面 図 
本研究 における 現地調査 の結果	■ 桁下面状況（下り線） 単純プレテン T 桁橋の G1-G2 間及び G8-G9 間の中間横桁と床版の境界部に漏水・遊離石灰を確認した。   G1-G2 間写真  G1-G2 間写真（拡大）  G8-G9 間写真  G8-G9 間写真（拡大）

	・中間横桁に漏水・遊離石灰が見られた。 A1 桁下写真 ・伸縮装置の取替えを行っていない下り線側の A1 橋台において、橋台前面に水しみが見られた。支承部が湿潤な状態であると推測される。 ・下り線 A1 側端横げた定着部にうきが見られた。中間横桁と A2 側端横桁の定着部には変状は見られなかった。 A2 側端横桁定着部 中間横桁定着部 A1 側端横桁定着部
他の橋の維持管理のための学び等	・A1 横桁定着部の漏水痕やうきは、伸縮装置の止水機能の劣化と関係している可能性がある。 ・伸縮装置、排水桝などに異常が見られるときには、近傍の横締め PC 鋼材の状態について詳細調査を行うことも検討するのがよいと考えられる。

No.	20	橋 梁 名	T 橋
橋梁形式	単純 PC ポステンT桁橋、橋長 20.0m、供用後 46 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 46 年経過した単純ポステンT桁橋である。供用から 40 年後の調査では交通量が 938 台、大型車混入率 24.6%(昼間 12 時間)の交通条件である。また、塩害対策区分 BS に該当する。 <過去の点検・補修> ・橋梁台帳によると供用から 30 年後に塩害に対する断面修復、表面被覆、排水桝交換等が行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 42 年後には、主桁の補修部に再度ひびわれや、うきが確認され、終点側排水管まわりの錆汁の析出が進行していると報告されている。		
橋梁位置	場 所：日本海側沿岸部、山沿い 交差物件：河川汽水域 降 水 量：1730mm/年 積 雪 量：56cm/年 周辺状況：山に囲まれ河川に沿って谷、東に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	←南側  北側→ 写真-1 全景 側 面 図 		

	平 面 図  断 面 図 
本研究 における 現地調査 の結果	■調査で見られた状態 ・主桁に配置されたスターラップのかぶり不足部の鉄筋腐食が激しく、一部コンクリートが剥離している箇所も確認した。 ・排水管に損傷があり、周囲に錆汁を伴う漏水痕を確認した。 ・補修材料の一部が撤去されていた。  写真-2 主桁側面状況（海側外桁）

■橋梁台帳での補修履歴に対する本調査での確認



写真-3 補修完了全景



写真-4 犠牲陽極設置状況

橋梁台帳では、調査時の 16 年前に断面修復及び、表面被覆を実施したとされている。しかし、調査時点では、写真-2、写真-5 のように一部表面被覆が撤去されていた。撤去時期や撤去理由などの記録は読み取れなかった。



写真-5 調査時点の被覆状況

■前回点検の記録に対する本調査での確認

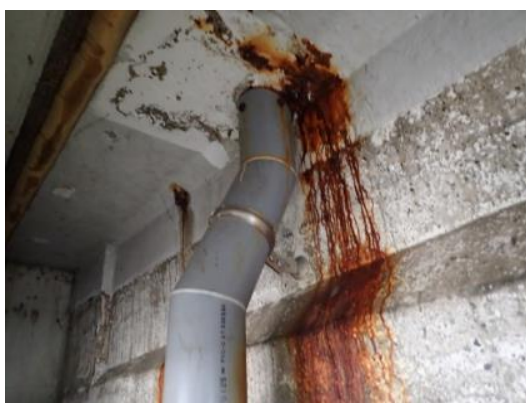
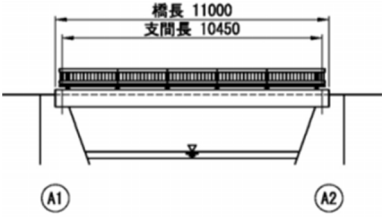
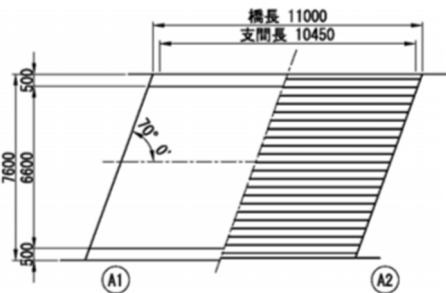
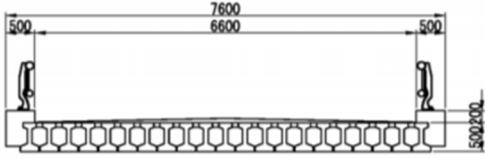
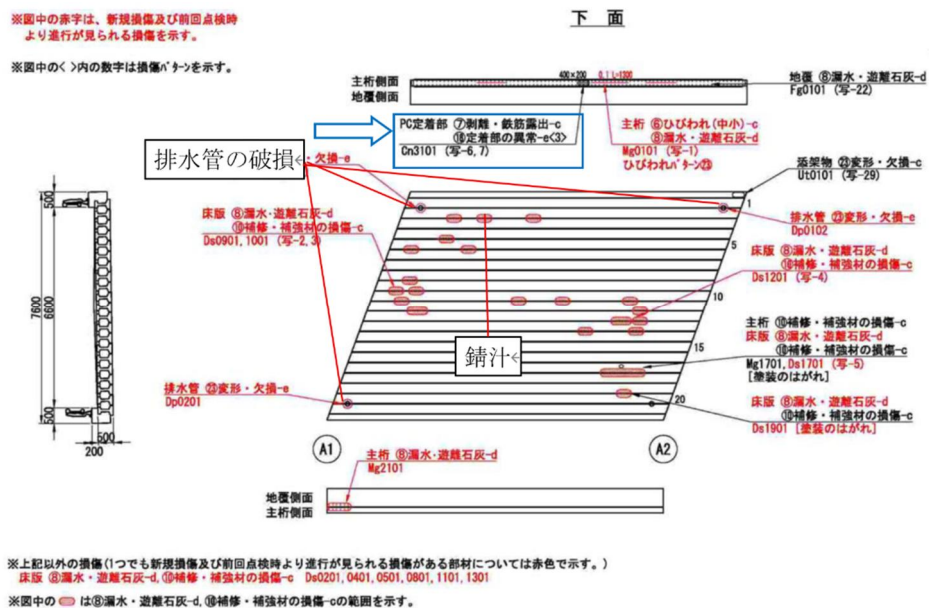


写真-6 排水管付近状況（今回調査時）

		<table><tr><td>写真番号</td><td>7</td><td>径間番号</td><td>1</td></tr><tr><td>部材名</td><td>主桁</td><td>要素番号</td><td>0501</td></tr><tr><td>損傷の種類</td><td>漏水・遊離石灰</td><td>損傷程度</td><td>e</td></tr></table> 	写真番号	7	径間番号	1	部材名	主桁	要素番号	0501	損傷の種類	漏水・遊離石灰	損傷程度	e
写真番号	7	径間番号	1											
部材名	主桁	要素番号	0501											
損傷の種類	漏水・遊離石灰	損傷程度	e											
		写真-7 排水管付近状況（調査時直近の点検時） 直近の点検と比較して、錆汁の析出が進行していることが確認された。排水 桟付近が水がかりとなり、付近鋼材の腐食が進行している可能性がある。												
他の橋の 維持管理 のための 学び等	・定期点検などでは、間詰め部を介した水の浸入だけではなく、排水部に向か って水が集まってくることも考慮して横締め PC 鋼材の状態を評価できるよ うに、橋の状態を評価する必要があると考えられる。 ・表面被覆工が何らかの理由で一部が撤去され、鉄筋腐食などの損傷が出てい たことから、既存の補修工法を撤去する場合はその時期や理由を記録してお くと、維持管理において補修対策検討時の参考になると考えられる。													

No.	21	橋 梁 名	U 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 11.0m、供用後 50 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 50 年が経過した海岸沿いの単純 PC プレテン床版橋である。供用から 44 年後の調査では交通量が 938 台、大型車混入率 24.6%(昼間 12 時間)の交通条件である。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・橋梁台帳によると、舗装の補修、橋面防水の実施、排水装置の補修、上部構造の断面修復や表面被覆などが行われたとされている。		
橋梁位置	場 所：日本海側沿岸部、山沿い 交差物件：河川汽水域 降 水 量：1730mm/年 積 雪 量：56cm/年 周辺状況：山に囲まれ河川に沿って谷、東に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	 全景写真(手前 A1)  全景写真(手前 A2)  全景写真(L 側)  全景写真(R 側) 側面図  平面図 		

	断面図 
本研究 における 現地調査 の結果	■ 桁下写真 ・ 主桁の下面全体に表面被覆が施工されていたが、桁端部付近ではシートを貫通して漏水や遊離石灰が、外桁周辺では錆汁が析出していた。 ・ 排水パイプが破損し、周辺が濡れている箇所があった。  全景写真 (A1 側)  全景写真 (A2 側)  A1-A2 径間 遊離石灰  A1-A2 径間 遊離石灰  A1-A2 径間 表面被覆  A1-A2 径間 錆汁の析出  A1-A2 径間 排水パイプの破損  A1-A2 径間 排水パイプの破損



■PC 定着体異常

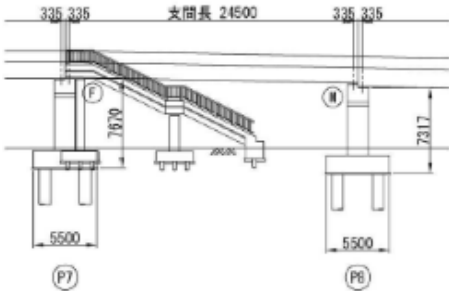
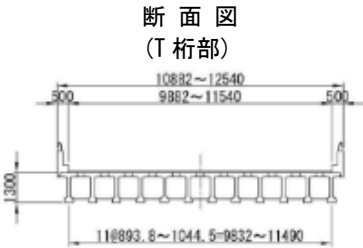
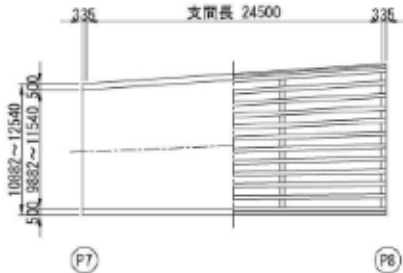


	 定着部異常箇所（L側） コンクリートが大きく剥離していたが、管路に邪魔をされ補修されていないものと思われる。  定着部増厚箇所（R側） L側定着部異常箇所から橋軸直角方向の箇所に主桁断面の増し厚が施工されていた。定着部の保護又は突出防止工だと思われる。
他の橋の維持管理のための学び等	・シート等で直接損傷が見えなくても、遊離石灰が析出している状況では、床版橋の構造を考えると間詰め部等を介した橋面からの水の浸入の可能性を考えるのがよい。 ・点検時の橋の評価においては、排水の異常や間詰め部から漏水があるときには、外面に錆汁が明確でなくても、横締め PC 鋼材が腐食し突出に至る可能性もあることに注意する必要がある。過去に突出が生じたことが疑われる痕跡が見られる場合には、特に注意が必要である。 ・添架管等がある場合には、点検を考慮して横締め PC 鋼材の位置を記しておくのが良いと考えられる。

No.	22	橋 梁 名	V 橋
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋、橋長 8.3m、供用後 47 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	本橋は、調査時点で供用後 47 年経過した単純プレテン床版橋である。供用から 36 年後の調査では交通量が 2,114 台大型車混入率 24.6%(昼間 12 時間)の交通条件である。また、塩害対策区分 BS に該当する。 <過去の点検・補修> ・主桁、横桁にひびわれが、排水管に腐食が確認されている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・供用から 44 年後に横締め PC 鋼材が破断・突出し、通行止めを伴う事象が発生したと報告されている。その後応急的に破断・突出が生じないような対策が行われたとされている。 ・その 2 年後に恒久対策としてグラウト再注入、横締め補修、横締め突出防止工（アラミド繊維シート）、PC 鋼棒再設置が行われたとされている。同時に、舗装打ち替えと橋面防水も実施したとされている。		
橋梁位置	場 所：日本海側沿岸部、山沿い 交差物件：海 降 水 量：1730mm/年 積 雪 量：56cm/年 周辺状況：住宅、北西に山、南東に海（100m 以内）		
一般図 全景写真	側面図 橋長 8300 桁長 8280 支間長 7880 断面図 12800 400 2500 1000 7000 1500 36φ337=12132 平面図 PC 鋼棒突出箇所 橋長 8300 桁長 8280 支間長 7880		

	 写真-1 全景
本研究における現地調査の結果	■突出防止対策（恒久）後の状況 ・今回の調査時点では対策が行われていた。対策後の当該部には、劣化や損傷は見られず、周辺に水の影響等も見られなかった。  写真-2 主桁側面（恒久対策後）状況

	■PC 鋼材突出時及び応急的な対策後の状況（4.1.1 より）  写真-3 突出後の状況  写真-4 対策状況 横締め PC 鋼材が破断・突出後、応急的な対策としてH鋼を用いた突出対策が行われ、その後、恒久対策として帯鋼板と繊維シート貼付けによる突出対策が行われたとされている。
他の橋の 維持管理 のための 学び等	・ PC 鋼材の突出が生じた場合で、第三者被害が想定される場合には、入手しやすい形鋼を用いて応急的に突出対策を行うことは同様の橋でも有効であると考えられる。 ・ 本調査時点でも対策後の状態は良好であったことから、恒久対策時に同時に施工した橋面防水は、間詰めを介した橋面からの水の供給を防ぐのに有効であると考えられ、維持管理において重要であると考えられる。

No.	23	橋 梁 名	W 橋
橋梁形式	単純 PC プレテンT桁橋 6 連、単純 PC ポステンT桁橋 4 連、単純 PC プレテンT桁橋、単純 PC ポステンT桁橋、単純 PC プレテンT桁橋、 橋長 238.00m、 供用後 47 年（調査時点）		
過去の点検・補修等	<過去の点検・補修> ・供用から 37 年後に下り線の P7-P8 径間の端横桁（P8 側）にて横締め PC 鋼材の破断が確認されている。 ・その後、既設の PC 鋼棒を引き抜き、新たに PC 鋼より線を再配置したとされている。この際、同径間の中間横桁 PC 定着部の打ち換えや壁高欄外側のはく落防止対策が行われたとされている。 ・その 2 年後に、P1～P6、P8、A2 の横桁 PC 定着部に補強板設置及び繊維シートによる突出防止工が行われたとされている。 ・さらにその 3 年後に、P2 橋脚上の PC 定着部の PC 鋼より線の撤去、再設置が行われたとされている。 <本研究で行った現地調査の直近の点検・補修> ・直近の点検では実施箇所の主桁で損傷が進展していることが確認されている。		
橋梁位置	場 所：日本海側内陸部、平野部 降 水 量：2370mm/年 周辺状況：住宅		交差物件：鉄道、道路 積 雪 量：131cm/年
一般図 全景写真	側 面 図  断 面 図 (T 桁部)  平 面 図 		

全体側面図

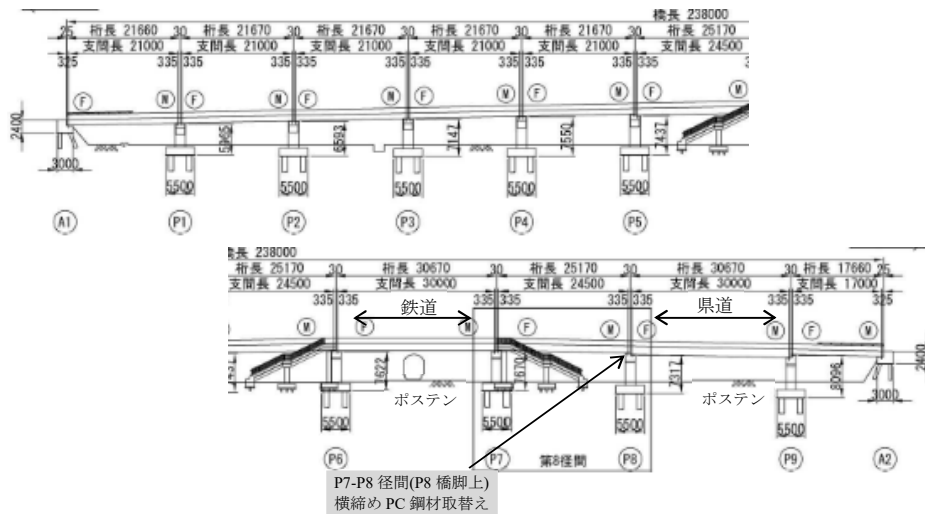
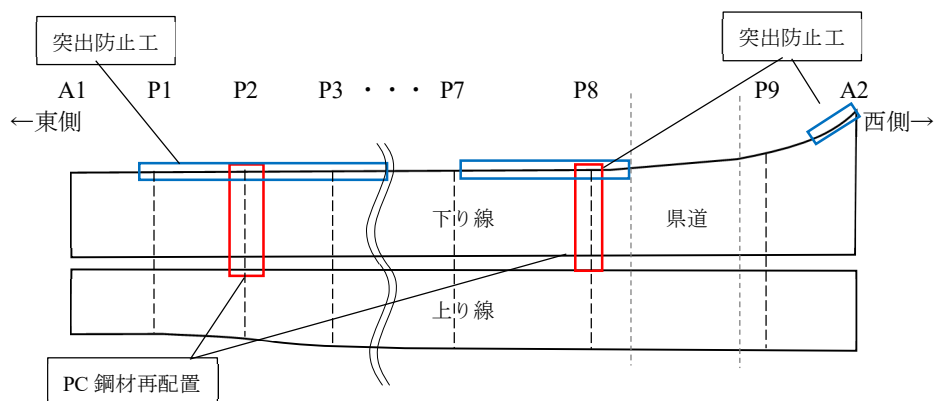


写真-1 全景写真

本研究
 における
 現地調査
 の結果



(1)破断した PC 鋼材の取替え (P8 橋脚上の端横桁)



写真-2 横締め PC 鋼材の取替え (P7-P8 径間、P8 橋脚上)

(2) 近傍の中間横桁端部の補修



写真-3 中間横桁端部の補修 (P7-P8 径間)

調査時点で見られた変状は以下のとおりである。

■変状①

主桁に型枠目地に沿ったような汚れ（白色）や塗料の染みのような汚れ（黒色）

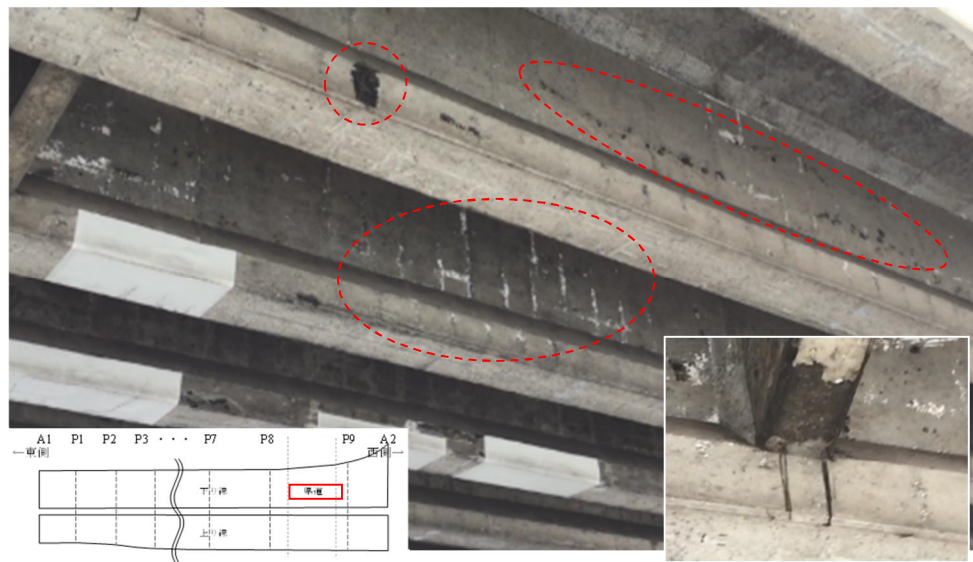


写真-4 主桁の汚れ（P8-P9 径間）

■変状②

床版の間詰め部の遊離石灰（漏水や錆汁はなし）

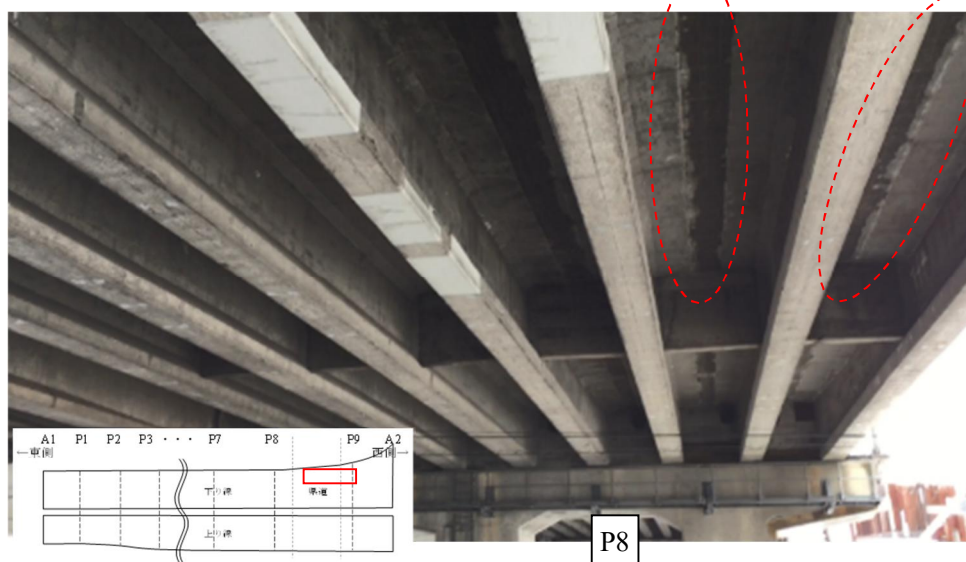


写真-5 床版間詰め部（P8-P9 径間）

■変状③

P7-P8 径間の G1 桁の下フランジに橋軸方向のひびわれが発生している。【写真-6】

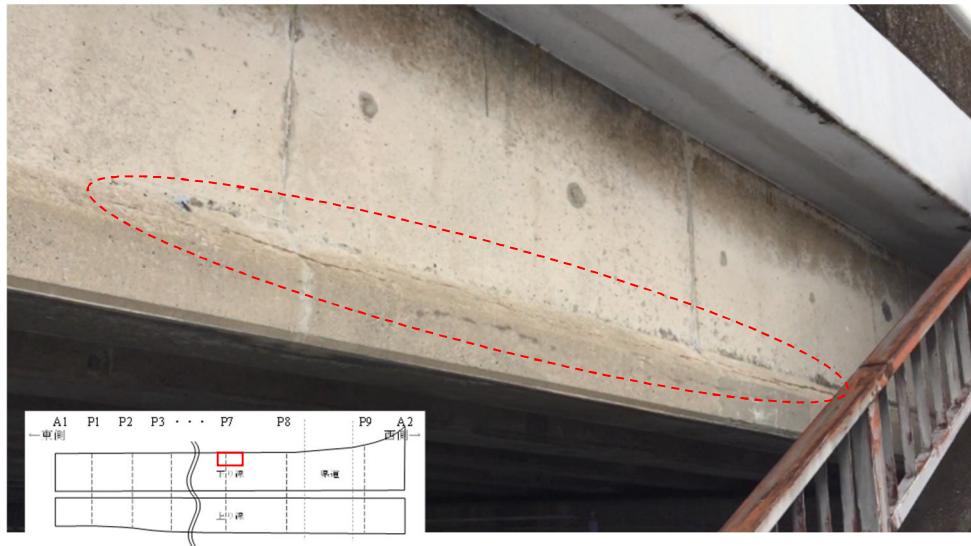


写真-6 G1 桁下フランジのひびわれ (P7-P8 径間)

■変状④

P7-P8 径間の G1 桁の下フランジ下面に幅 1cm 程度の剥離が発生している。また、固定ボルトから錆汁が出ている。【写真-7】



写真-7 G1 桁下フランジの剥離 (P7-P8 径間)

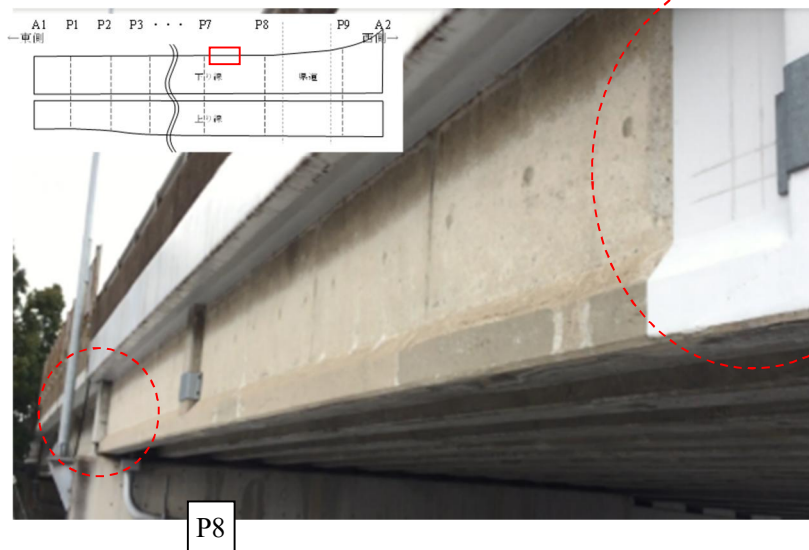


写真-8 横締め端部の補修（P7-P8 径間）

変状（下フランジの剥離）は中間横桁の位置のみに生じていたこともあり、可能性のある原因として、横締め PC 鋼材の破断や突出も考えられる。一方で、変状④の要因が横締め PC 鋼材の破断による場合は、写真-8 のように下フランジの下部が剥離するのではなく後施工部との間に隙間ができる方が自然であるとも考えられるが、内部からコンクリートの剥離が生じているのかどうかは今回の調査ではわからなかった。

他の橋の
維持管理
のための
学び等

- ・下フランジの剥離については、シート施工範囲を桁側面で止めたことで、主桁の変形にともなうシートの伸縮が下フランジのコンクリートを引っ張る可能性もあることから、維持管理において補修を行う場合には、桁下面や反対の側面まで巻き込む場合との比較検討が有効であると考えられる。
- ・鋼板接着の固定ボルトの腐食が進んでいることから、維持管理において腐食環境下での補修を行う場合には、鋼板だけでなく接合部の防食機能も検討する必要があると考えられる。

5章. 損傷事例の分析

5.1 調査結果の整理

(1) 既往の突出事例における変状

4.1 に示したⅠ～Ⅴの事例で、突出時に見られた突出以外の変状を表-5.1.1 に整理した。例えば、Ⅰ～Ⅴの全ての事例で間詰め部に漏水跡が、ⅡやⅤの事例では定着部付近にうきが、Ⅰ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴの事例では排水装置に異常が見られている。全ての事例で確認された間詰め部の漏水跡については、Ⅱの事例のように遊離石灰がっすら状になるほど顕著なものもあれば、Ⅲの事例のように表面が白くなる程度のものもあった。

また、PC 鋼材の突出が確認された時点よりも前に行われた対策について表-5.1.2 に整理した。全ての橋で断面修復やひびわれ修復といったコンクリートの補修が、PC 鋼材が破断する前に行われていた。また、ⅡとⅣの橋ではコンクリートの補修と同時に止水工も行われていた。

表- 5.1.1 横締め PC 鋼材の破断・突出が確認される前に見られていた変状

部位	損傷・変状	状態の詳細	対象事例
間詰め部 (下 面)	漏水跡	間詰めの境界部から、濡れ跡や遊離石灰の析出がある	Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ, Ⅴ
	ひびわれ・うき	間詰めコンクリートにひびわれやうきが見られる	Ⅰ
定 着 部 (側 面)	ひびわれ・うき	定着部付近にひびわれやうき、剥離が見られる	Ⅱ, Ⅴ
桁端部	漏水跡	橋台、主桁端部、横桁部に濡れ跡や遊離石灰の析出がある	Ⅰ, Ⅲ
排 水 装 置	つまり、不良、 漏水	橋面からの排水装置が無い、あるいは目詰まりにより排水不良が起きている、又は漏水している	Ⅰ, Ⅲ, Ⅳ, Ⅴ
舗 装 (橋 面)	ひびわれ・へこ み、滞水	橋面の舗装にひびわれやへこみ、滞水が見られる	Ⅱ

表- 5.1.2 PC 鋼材突出までに実施済みの補修等

対象事例	桁構造	断面修復・ ひびわれ修復	表面被覆	止水工・ 橋面防水
事例Ⅰ	プレテンⅠ桁	○	—	—
事例Ⅱ	プレテンホロー桁	○	—	○
事例Ⅲ	プレテンホロー桁	○	—	—
事例Ⅳ	プレテンホロー桁	○	○	○
事例Ⅴ	ポステンⅠ桁	○	—	—

(2) 現地調査結果 A～W 橋における変状

4.2 にて現地調査を行った、過去に横締め PC 鋼材の突出が確認された橋と、その周辺の類似の橋について、今回の調査時点での橋や対象部の状態を表- 5.1.3 に整理した。

<表の見方>

- ・鋼材突出リスクは、3 章及び図- 3.3.1 を参考に、供用年については 1980 年以前を”高”、1980 年～2000 年を”中”、2000 年以降を”低”とし、幅員（鋼材長）については幅員 8.0m 以上を”高”、それ以下を”低”として分類したものである。
- ・書類調査は、突出履歴の有無、及び現地確認では判断が難しい補修（グラウト再注入、橋面防水）が調査時点より前に行われているかどうかを調査したものである。
 - ・"●"は PC 鋼材の破断・突出より前に実施したものである。
 - ・"○"はその後に対策として実施したものである。
 - ・"?"は書類上に補修の記録が残っておらず、実施の有無が不明なものである。
 - ・"—"は書類上に補修の記録が残っておらず、建設時にも実施していないことが管理者へのヒアリング等で分かっているものである。
- ・現地調査・直近の定期点検では、今回の現地調査で見つかった橋の変状に○をしたものである。今回の調査で不明瞭だった部分は、直近の定期点検の結果を用いて補完している。排水変状の△は、排水設備が無いものを表す。
 - ・漏水変状：桁端部や間詰め部下面に濡れ色や遊離石灰が見られる。
 - ・排水変状：排水装置本体の損傷、又はその周辺に錆汁等の変状が見られる。
 - ・表面被覆：桁下面や側面の表面被覆工が施工されている。
 - ・断面補修：桁下面や側面に断面修復やひびわれ注入などの補修が施工されている。

表- 5.1.3 鋼材突出リスクに対する調査結果対比表

橋		鋼材突出リスク		調査結果							
				書類調査			現地調査・直近の定期点検				
橋名	桁形状	供用年	幅員	突出履歴	グアウト再注入 他	橋面防水	漏水変状	排水変状	表面被覆	断面補修(桁)	調査時の変状
A橋	ホー桁	高	高	—	—	●	—	—	○	○	変状なし
B橋	ホー桁	高	高	—	—	—	不明	不明	—	—	変状なし(遠望)
C橋	I桁	高	低	—	—	—	○	○	—	○	水切り・間詰に遊離石灰
D橋	I桁	高	高	—	—	—	○	—	—	○	水切り・間詰に遊離石灰
E橋	T桁	高	高	—	●	●	—	○	○	○	変状なし
F橋	T桁	高	高	○	○	○	○	○	○	○	水抜きパイプから漏水(被覆あり)
G橋	T桁	高	高	—	—	●	不明	—	—	○	ひび割れ、剥離あり(電防中)
H橋	ホー桁	低	低	—	—	?	—	—	—	—	変状なし
I橋	T桁	高	高	△	—	?	○	不明	—	○	破断疑いの鋼材に沿って遊離石灰
J橋	I桁	高	高	—	—	?	○	△	—	—	水切り・間詰に遊離石灰
K橋	I桁	高	低	—	—	?	○	△	—	—	健全だが縦目地に水かかり
L橋	T桁	高	高	—	—	?	○	○	—	—	ひび割れ、舗装の割れ
M橋	T桁	高	低	—	●	?	○	○	—	○	主桁鋼材沿い・間詰部に遊離石灰
N橋	T桁	高	高	○	—	●	○	○	—	○	補修中。突出補修部に遊離石灰
O橋	ホー桁	高	高	○	○	—	○	△	—	○	漏水痕。新たなPC突出あり
P橋	I桁	高	高	—	—	—	○	○	○	○	水切り部に漏水痕(被覆あり)
Q橋	T桁	高	高	—	—	—	不明	—	—	○	変状なし(遠望)
R橋	ホー桁	高	高	—	—	●	○	○	○	—	主桁鋼材沿い・水切り部ひび割れ
S橋	T桁	中	高	—	—	●	○	○	—	—	定着部浮き、主桁下面に漏水痕
T橋	T桁	高	低	—	—	—	—	○	○	○	錆、剥離、ひび割れ、排水異常
U橋	I桁	高	低	△	—	—	○	○	○	○	遊離石灰・錆汁(被覆)排水管破損
V橋	I桁	高	高	○	○	○	○	○	—	—	変状の進展なし
W橋	T桁	高	高	○	○	●	○	○	○	○	桁下間詰部に遊離石灰
		1980年以前	8.0m以上	○あり	●事前	●事前	○あり	○あり	○あり	○あり	
		2000年以前	8.0m未満	△疑い	○事後	○事後	—なし	△設備なし	—なし	—なし	
		2000年以降		—なし	?不明	?不明		—なし			

注) 本表は、現地調査で調査した内容に調査時前後の定期点検の結果を加えて作成している。

5.2 調査結果の分析

(1) 技術基準の変遷に基づく分析

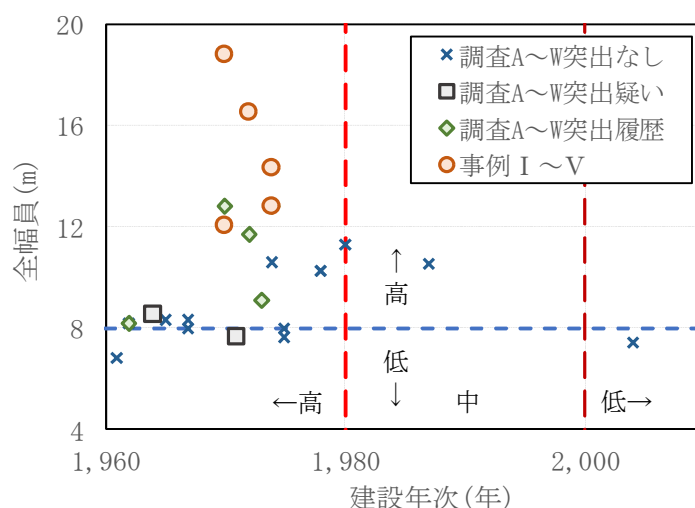
1980 年以前に建設された床版橋は PC 鋼材やグラウトの品質が不十分であり、1980 年以降に建設された橋に比べて相対的に PC 鋼材破断のリスクが高いと考えられる。また、この年代で PC 鋼材長が 8m を超える場合はカップラーによる継手が行われている可能性が高く、グラウト充填不良の要因となる。

今回、PC 鋼材突出事例調査で取り上げた事例 I ～ V と、現地調査した A 橋～W 橋の年次と幅員を図- 5.2.1 に整理した。

事例 I ～ V の橋（図中記号○）は、いずれも 1980 年以前に建設されており、幅員も 8m を超えることから、技術基準の変遷上は相対的に高リスクの橋といえる。実際に、全ての対象橋においてグラウト充填不良が見つかっており、PC 鋼材破断のリスクにはグラウト充填不良が大きく関わっていると考えられる。

現地調査した A～W 橋のうち、F,N,O,V,W 橋（図中記号◇）は、過去に PC 鋼材の破断や突出が確認されている。これらの橋はいずれも 1980 年以前に建設され、幅員が 8m を超えている。また、I,U 橋（図中記号□）は、今回の現地調査で横締め定着背面等に変状が確認されており、横締め PC 鋼材の破断や突出が生じている可能性もあると考えたものであるが、これらも 1980 年以前に建設されている。幅員は、I 橋は 8m 以上、U 橋は 8m 未満であった。それ以外の橋（図中記号×）は、幅員も建設年次もまちまちであった。

このように、建設年次や幅員の情報は、PC 鋼材の破断リスクに大きく関係している結果となっており、日常の点検において建設年代や幅員を確認しておくことも点検の目安になると考えられる。



(2) 既設橋の変状に基づく分析

既往の突出事例Ⅰ～Ⅴにおいては、多くの橋で間詰め部の漏水跡や、排水管の劣化変状が見られている。特に関連性が高いものとしては、排水装置まわりの詰まりや漏水、桁下面間詰め部の漏水やひびわれ、定着部のうきやひびわれが考えられる。

現地調査を行った A～W 橋においても、過去に横締め PC 鋼材の破断が確認されている多くの橋では、間詰め部境界面からの漏水や排水周りでの漏水等が確認されている。

間詰め部界面の変状は、橋面からの水分が間詰め部界面を伝って桁下面に達していると考えられる。このとき、水分は横締め PC 鋼材のシースを通るため、この水分がシース及び PC 鋼材の腐食を促進している可能性が考えられる。

排水管周辺の変状は、橋面からの水を集水する排水枥が詰まると、水が橋面に長時間滞留し、間詰め部と主桁部の界面や地覆と床版の界面から PC 鋼材に到達することが考えられる。また、排水管の破損により、床版橋側面の PC 鋼材定着部に直接水が供給されることが考えられる。これらの水分が PC 鋼材及び定着具の腐食を促している可能性が考えられる。

一方、はく落防止対策、断面修復、表面保護などを行っても、変状の進展を完全に止められていなかった事例（F 橋，I 橋，M 橋，R 橋など）もあった。中には橋面防水が施工済みの橋もあったが、それでもひびわれの進展を止められずシート補修を破って劣化変状が生じる例もあったことから、対策工法検討時には原因の究明が重要であると考えられる。

5.3 損傷事例の調査を踏まえた PC 鋼材破断に対する維持管理について

損傷事例として、既設 PC 床版橋において横締め PC 鋼材が突出した事例 5 件の書面調査から得られた知見や損傷の特徴に加え、突出事例橋を含む 23 件の現地調査から得られた情報を追加し、床版橋の維持管理において考慮すべきと考えられることを整理した。

5.3.1 日常点検における注意点

(1) 技術の変遷の観点

技術の変遷からは、建設年次と幅員が PC 鋼材の破断リスクに対して影響するとされており、5.2 に示したとおり、調査結果からもその傾向が見られた。したがって、日常点検においてはこの情報を確認しておくのがよい。

(2) 現地調査で得られた知見

現地調査から得られた、日常点検において注意すべき事項などを以下に示す。

① 横締め PC 鋼材の位置の特定

プレテンション PC 床版橋の横締め PC 鋼材はコンクリート内部に配置されるため位置が分かりづらく、桁側面に添架物がある場合や、シートによる補修が行われている場合はさらに特定が困難となる (A, H, J, P, U)。

したがって、補修工事時や点検時に PC 鋼材の位置をマーキングしておく、以降の点検がしやすくなると考えられる。

② アクセス性

床版橋は小規模橋梁が多く、経済合理性や検査路の管理性などを考慮して、検査路を設置していない場合もある (B, C, D, L, Q)。

したがって、点検を行う際には事前に現地の点検経路を計画し、必要な資機材を準備するのがよい。例えば、遠望を目視するための双眼鏡、茂みに入るための草刈り鎌、橋台の上にアクセスする昇降設備、高所や死角を撮影するための伸縮棒などが考えられる。

③ 橋面からの水の供給

多くの橋で、桁端部や間詰部下面に水みちや遊離石灰が見られた (C, D, I, J, K, N, S, T, U, P)。水の供給を受けた箇所は、それ以外の箇所と比べて変状が著しい傾向があった。

したがって、桁端部では、伸縮装置を介した橋面からの水の供給を、桁下部では、間詰め部を介した橋面からの水の供給が考えられる。

④ 排水装置の機能

排水管の損傷や機能の低下にともない周辺に漏水痕が見られた事例 (L, T)、伸縮装置の止水機能の低下により桁端部に漏水痕やうきが見られた事例 (N, S)、橋面の排水勾配が低い側に変状が集中した事例 (I) があった。

したがって、点検においては、これらの変状を確認し、必要に応じて排水のつまりなども確認するのがよいと考えられる。

⑤ 舗装の状態

舗装面にポットホールやひびわれなどの変状が見られた事例（F,K,L）や、舗装目地がある事例（J）があった。これらの直下の桁下側では、遊離石灰などの水の影響が見られた。

したがって、舗装面に変状がある場合は、舗装面から橋面への水の供給が考えられる。特に、勾配が低い側に水は集まるため、勾配や排水装置など、水の流れを意識して確認するのがよいと考えられる。

⑥ 内部鋼材の状態

コンクリート表面に錆色が付着している事例（A,E）や、遊離石灰などの析出物が赤褐色に変色している事例（I, J）があった。このうち、A 及び E は水の供給が見られないことから型枠固定用のセパレーターの錆、I 及び J は遊離石灰の一部が変色していることから内部鋼材の錆が析出したものと考えられた。

したがって、水の痕跡とともに錆汁が出ている場合は、水の浸入と関係があると考えられ、点検においては水の供給経路を特定するのがよいと考えられる。

⑦ 既往の補修履歴の記録

調査した橋では、繊維シートによる補修（A, F, P, R, T, U, W）や、電気化学的防食工法（G）が行われたものがあり、その中で、シートの一部が撤去されていた事例（T）、電気防食の通電が切られていた事例（G）などがあった。

したがって、補修補強の記録のほか、一部撤去や通電の停止など、変更を行ったことに対しても、その時期や理由を記録しておく、維持管理において参考になると考えられる。

5.3.2 緊急時の対応における注意点

緊急時は、可能な範囲で状態の把握を行い、安全を確保しながら対策を講じる必要がある。PC 鋼材が突出した事例 I ～ V を踏まえて、安全に状態を把握し、安全に対策を行うにあたっての注意点を示す。

事例Ⅳでは、補修工事時に新たな突出が発生している。横締め PC 鋼材の破断が生じる環境では、同条件の未破断の鋼材にも破断リスクがあり、点検中・作業中に新たに破断する可能性もあるため、安全管理に留意する必要がある。例えば、事例 I のように応急の対策を先行して安全性を確保することも考えられる。

図- 5.3.1 に示すように、横締め PC 鋼材の突出が生じると PC 鋼棒が作業者に突き当たり殺傷するだけでなく、突出にともない桁側面のコンクリートがはく離し落下することもあると考えられる。したがって、応急的な対策に向けて、以下のような項目について確認・検討を行うのがよい。

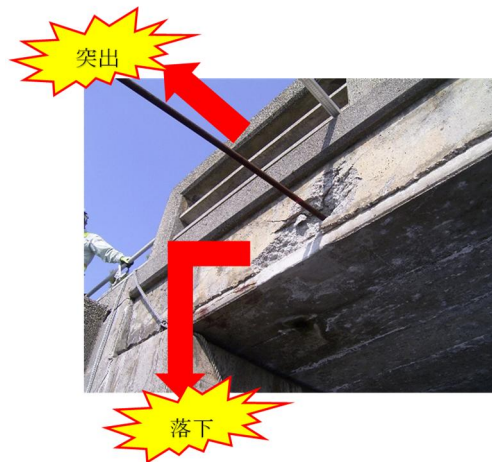


図- 5.3.1 PC 鋼棒突出時の影響

(1) 対象範囲への近接の方法

対象範囲へのアクセス方法として、直接近接可能なのか、高所作業車等により近接可能なのか、足場等が無いと近接が困難なのかについて検討する。近接する場合も、調査時の安全対策に留意する。

(2) PC 鋼材突出に伴う第三者被害の有無の確認

道路、鉄道、航路などが当該橋梁の側面に並走していたり、直下に交差していないかを確認する。

(3) 横締め PC 鋼材定着部周辺への立ち入り禁止措置

第三者被害や作業者の被害を防止するために、突出時に予想される被害範囲を立ち入り禁止にできるかを確認するとともに、その範囲を除いても調査・作業が可能かどうかを検討する。最悪の場合は PC 鋼棒が完全に抜け落ちることも考えられるため、側面は少なくとも橋の全幅員以上（PC 鋼材長以上）の範囲を立ち入り禁止にするなど、安全に配慮した措置をするのがよい。

(4) 応急的な対応

PC 鋼材が破断した状況下では新たな破断が生じることも考慮し、できるだけ衝撃を与えないように、道路を通行止めにする 것도検討するのがよいと考えられる。この場合、詳細な調査よりも先行して事例 I のような突出防護対策などを行い、安全性を確保した後に、交通開放を行うことも検討するのがよいと考えられる。

作業時の安全確保は、定着部に近づく作業において正対しないような手順を検討し、立ち入り禁止範囲の明示などを行うとともに、定着部付近に防護板等を設置することなどで作業、調査の安全性を確保するべきと考えられる。

5.3.3 恒久対策・復旧について

(1) 調査計画

4.1 に示した事例調査では、以下のように対策後の定着部や間詰め部などに再度変状が生じていた例もあった。

- ・事例Ⅱでは、定着部の断面修復と橋面防水の施工後に、補修箇所のうきや PC 鋼材の再突出が見られている。再突出箇所はグラウト充填不良が見られており、PC 鋼材破断リスクの低減には不十分であった可能性がある。
- ・事例Ⅳでは、PC 鋼材突出後にグラウト充填程度の調査を行ったところ、桁端部を中心に充填不良箇所が複数見つかった。これは、グラウト充填不良により PC 鋼材が突出した場合は、同じ橋梁内の他の箇所においても充填不良の可能性があり、PC 鋼材突出のリスクがある。この場合、第三者被害のリスクなども考慮して必要に応じて調査を行うのが望ましいと考えられる。

したがって、恒久的な復旧のためには詳細な調査が必要となる。このとき、調査時に PC 鋼材が突出するリスクが残っていると考えられる場合は、事例Ⅰのように先行して突出防護を行うことも考えられる。

グラウト充填程度の確認、滞水量の調査に伴う削孔は、構造物を痛めるため最小限にとどめることが望ましい。また、対策実施時にはグラウト再注入などで実際にコンクリートの削孔が必要になったり、実施工で鋼板の接合によるアンカー施工が必要になることもあるため、調査工と対策工の削孔位置を共有するなど、実施工まで考慮した調査計画を立てるのがよいと考えられる。

また、対策を実施しても、原因の究明が十分でなく適切でない対策を実施した場合や、補修程度や範囲が不十分な場合は、再び損傷が生じる可能性があるため、対策の実施にあたっては十分に調査し検討する必要がある。

なお、グラウト充填程度の調査手法は、「PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015 年 4 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会⁷⁾」の 4 章 4.4.9 PC 構造物特有の補修・補強工法」等」に示されるように数多くのものがある。PC グラウトの充填状況、PC 鋼材の腐食や破断に関する調査は、調査対象に干渉する添架物や、調査方法の適用範囲などで、全区間での統一的な調査が困難な場合もある。グラウト充填並びに PC 鋼材破断の調査にあたっては、各調査方法の適用限界、調査結果の精度、調査対象に対する調査箇所の選定などが求められることもある。参考として、よく用いられる調査方法を表-5.3.1 に整理した。

各種調査方法の詳細は、以下の文献を必要に応じて参照されたい。

- ・PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015 年 4 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会⁷⁾
- ・既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針，平成 28 年 9 月，（公

- 社) プレストレストコンクリート工学会⁸⁾
- ・既設 PC ポストテンション橋 保全技術指針, 令和 4 年 1 月, (公社) プレストレストコンクリート工学会⁹⁾
 - ・プレストレストコンクリート構造物補修の手引き「PC グラウト再注入工法」, 2020 年 4 月, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会¹⁰⁾

表- 5.3.1 調査項目と調査方法

調査項目	調査方法		評価内容
外観の変状	外観調査	水しみ, エフロレッセンス, ひび割れ等の発生状況からPCケーブルの配置との相関, 水の侵入経路を調査する。	PC鋼材の劣化の程度・範囲の推定をする。
PC グラウトの状態	放射線透過法	コンクリート表面からX線等を使って放射線透過写真を撮影する。	調査位置におけるPCグラウトの充填状況を推定する。
	打音振動法	PC鋼材両端の定着部近傍のコンクリート表面にセンサを取り付け, 入力センサ側をハンマー等で打撃し, 弾性波伝搬速度や入力側と出力側のエネルギー減衰および周波数特性を測定する。	直線配置PC鋼材(横締め等)におけるPCケーブル1本毎のPCグラウト充填状況を推定する。
	インパクトエコー法	PC鋼材が配置されている部分のコンクリート表面に鋼球打撃により弾性波を入力し, その反射波を振動センサで受信し周波数スペクトル解析を行う。	
	削孔調査	コンクリート削孔を行い, PCグラウトの状態を目視, CCDカメラ等を用いて確認する。	
PC鋼材, プレストレスの状態	放射線透過法	コンクリート表面からX線等を使って放射線透過写真を撮影する。	調査位置におけるPC鋼材の破断を特定する。
	削孔調査	コンクリート削孔を行い, PC鋼材の状態を目視, CCDカメラ等を用いて確認する。	調査位置におけるPC鋼材の腐食や破断を特定する。
	残存プレストレス量調査 (応力解放法)	応力が生じている構造物にスリットやコアなどで応力を解放し, 解放されたひずみや変形を計測することで応力解放前の初期応力を算出する。	調査位置における残存プレストレス量を推定する。

(2) 対策工法

効果的な対策を実施するためには、対策範囲、対策方法、対策の施工管理上の課題等、さまざまな観点から検討する必要がある、詳細調査を適宜実施する必要があると考えられる。それぞれの調査の原理や特徴を考慮して、現地条件や目的に応じた適切な方法を選定する、又は組み合わせるのがよい。参考として、以下に一般的に用いられる対策工法の注意点を示す。

1) PC 鋼材の取替え

・対策の概要

突出した PC 鋼材を取り除き、新たな PC 鋼材を緊張する方法である。緊張力が喪失していることを確認した上で PC 鋼材を取り除き、PC 鋼材径より少し大きいコアを抜くオーバーコアによるものや、対象鋼材周辺の床版をはつり取り、シースを設置してコンクリートを打設し復旧する打ち替えによるものがある。

- ・ 対策における注意点

対象範囲を打ち替えて PC 鋼材を取り替える場合、対策範囲のコンクリートに既設 PC 鋼材からのプレストレスは導入されない。したがって、対策工法の設計においては、既設コンクリート部と打ち替え部でプレストレス分布が変化することに注意する必要がある。

- ・ 対策後の点検における注意点

コアや打ち替えによる継ぎ目部からの漏水や損傷が無いか確認する。

2) グラウト再注入

- ・ 対策の概要

突出した PC 鋼材部、又はグラウトの充填不良が見つかった PC 鋼材のシースに外から微小な孔をあけ、自然流下又は真空ポンプによってグラウトを再注入し、防食機能を回復させる方法である。

- ・ 対策における注意点

グラウト再注入工は、グラウト充填不良範囲を全区間正しく特定することができないため、流量管理によって充填量を確認しても、充填程度を完全には確認できない。また、建設年度によっては PC 鋼材径に対してシース径が小さく空隙率が小さいため、注入してもあまり入らないリスクもある。すなわち、補修後の評価は、防食機能が完全に回復するとは限らず、破断リスクがゼロにはならない。

- ・ 対策後の点検における注意点

完全に充填されたかを確認できないため、充填不良が残っている可能性もあることに注意する。経過とともに劣化が進行する可能性があるため、過去の点検で見られた変状や損傷の進展が無いかを定期的に確認する必要がある。

3) PC 鋼材の突出防護

- ・ 対策の概要

PC 鋼材突出部、及び突出が懸念される箇所に突出防護のために連続繊維シート、あるいは鋼板を接着する方法である。図- 5.3.2 に対策効果のイメージ図を示す。

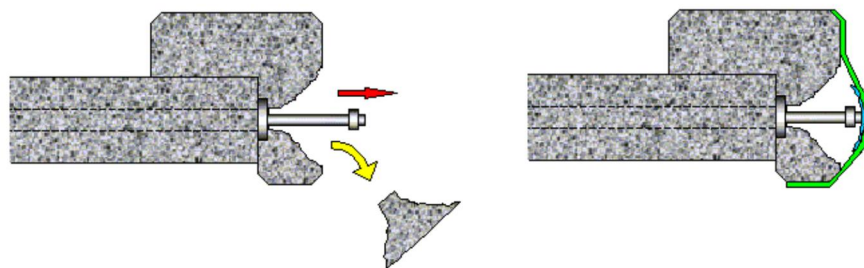


図- 5.3.2 対策効果のイメージ図¹⁾

材料は連続繊維シートが標準であるが、桁端部は添架物等で狭隘であることが多いため、鋼板を用いることもある。鋼板及び連続繊維シートの施工例を写真-5.3.1、写真-5.3.2に示す。また、これらの工法を併用することもある。



写真- 5.3.1 鋼板による突出防止対策



写真- 5.3.2 繊維シートによる突出防止対策

・ 対策における注意点

樹脂の加水分解：連続繊維シートや鋼板の接着には、エポキシ等の樹脂系接着剤を用いるのが一般的であるが、水分によって接着剤が加水分解し、接着強度が低下する可能性があることに注意する必要がある。外部からの水の供給のみならず、コンクリートに内在する水分による接着剤の加水分解に対する耐久性についても知見が少ないことから、対策工法の選定においては、現地の環境や修繕後の供用予定期間を十分に考慮する必要がある。

コンクリート表面の状態：コンクリート表面の状態が耐久性に大きな影響を及ぼす。対策工法の選定においては、下地処理を十分に行える状態であることを確認する必要がある。また、表面を被覆してしまうため、施工後にコンクリート表面の状態を確認することができなくなる。したがって、対策工法の設計においては、対策範囲外からの水の供給による再劣化がないように十分な検討を行う必要がある。

対策範囲：PC 鋼材の破断やグラウト未充填範囲をカバーでき、突出のおそれなくなる施工範囲、隅角部の剥がれが無いような定着長の確保を考慮し、対策範囲を検討する。

- ・対策後の点検における注意点

接着樹脂の加水分解による剥がれが生じる可能性があるため注意する。定着部付近の繊維シートの剥がれが無いか確認する。

4) 止水対策

- ・対策の概要

PC 鋼材破断の原因の多くは橋面や定着部からの水分供給によるものであることから、原因を絶つために止水工を併用することが多い。橋面からの供給に対しては橋面防水工が基本となるが、桁側面、縁石部、及び地覆部のひびわれからの供給が予想される場合はひびわれ注入工も行う。また、排水不良による滞水も原因になるため、排水装置の目詰まり解消や、橋面排水の追加なども行う場合がある。

- ・対策における注意点

PC 鋼材の腐食には水の供給が大きく関わっているのが一般的であり、PC 鋼材の取替えやグラウト再注入、突出防護などの突出対策工法を実施するにあたり、橋面防水や排水対策などの止水工も検討する必要がある。

突出対策と同時に行うのが望ましいが、条件によっては対策工法施工後に行うことも考えられる。なお、水は上から下に流れていくように、水の流れ（経路）を確認してから行う必要がある。上流の供給路を絶たずに、下流にひびわれ注入等の止水を行うと、かえって水を溜める原因となるため注意が必要である。

- ・対策後の点検における注意点

対策直後に水みちなどのコンクリート表面の状態を記録しておく、対策後の変化の確認が容易になる。

(3) 新設橋における対策

既往の横締め PC 鋼材の破断事例は、1980 年代までに施工された橋梁で比較的多く発生している。取り上げた破断事例からすると、PC 鋼棒破断の主な要因の一つとしてグラウトの充填不良が挙げられる。グラウトの未充填部に雨水等による水分供給が繰り返行われることで、破断に至ることが多い。

一方で、最新の技術や品質管理を行えば、PC 鋼材の破断リスクを相対的に小さくすることができる。さらに、現在の標準では、腐食因子の水分を遮断する目的で、橋面防水工の施工や定着部保護を十分に行うことで破断リスクが低減されており、新たに施工する床版橋については施工時点でできる PC 鋼材の破断・突出対策は講じられているものと考えられる。

【5 章の参考文献】

- 7) PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015 年 4 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会
- 8) 既設ポストテンション橋の PC 鋼材調査および補修・補強指針，平成 28 年 9 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会
- 9) 既設 PC ポストテンション橋 保全技術指針，令和 4 年 1 月，（公社）プレストレストコンクリート工学会
- 10) プレストレストコンクリート構造物補修の手引き「PC グラウト再注入工法」，2020 年 4 月，（一社）プレストレスト・コンクリート建設業協会

6章. 横締め PC 鋼材破断に対する耐荷力評価ケーススタディ

6.1 概要

プレテンション PC 床版橋の横締め PC 鋼材の破断や突出により横締め PC 鋼材の機能喪失に対して、a)橋梁耐荷力の評価に対する試設計、b)試設計に基づく耐荷力評価方法の合理化に対する検討について、本項で記す。

6.2 横締め PC 鋼材の有無が耐荷力に与える影響検討

プレテンション PC 床版橋において、横締め PC 鋼材の破断や突出による横締め PC 鋼材喪失に対して、耐荷性能への影響について、a)プレテンション PC 床版橋の設計方法、b)従前の突出事例における耐荷力評価事例、c)調査結果に基づく横締め PC 鋼材喪失に対する試設計を実施した。なお、試設計は部分的に横締め PC 鋼材が喪失し、橋体として荷重分配の機能低下が生じたことを仮定して活荷重に対する耐荷力を検討したケースと、横締め PC 鋼材による荷重分配が消失したと仮定して検討したケースの 2 ケースを実施した。

6.3 プレテンション PC 床版橋の設計方法

プレテンション PC 単純床版橋の設計方法は、前述の 2.2.2 設計方法 で、記載しているとおりであるが、これらの断面力算出のための設計理論の前提条件は、プレキャスト PC 桁（主桁）を横締め PC 鋼材によって一体化し、版部材として挙動することである。一方で、横締め PC 鋼材が破断し、版部材として一体性が低下もしくは消失した場合の影響については明らかではない。

6.4 格子構造としての耐荷力評価(ケーススタディ)

6.4.1 検討概要並びに検討方法

本研究では、プレテン桁は比較的健全でありながら横締め PC 鋼材が突出したときを前提に検討を行う。

プレテンション PC 床版橋において複数配置されている横桁が、1 箇所もしくは複数箇所機能消失すると、荷重分配性状が変化して、複数配置されている主桁の荷重分担が変化する(荷重分配機構の低下)。本項では、1 箇所もしくは複数箇所の横桁で、機能消失が生じた場合を想定して、格子構造理論で、各主桁の荷重分担を評価して、耐荷性能を評価した。各横桁には、複数本の横締め PC 鋼材が配置されているものの、その他の横締め PC 鋼材の健全性を即座に、調査・評価することが困難であることから、本検討では、1 横桁部材中の横締め PC 鋼材が 1 本でも破断した場合、当該横桁が機能を消失したものとする安全側の評価に基づき検討するものとした。図-6.4.1 に解析モデル、図-6.4.2 に本検討ケースでの対象橋梁の構造一般図(標準設計より)を示す。

また、横締め PC 鋼材及び間詰めが喪失し、設計で想定している橋の耐荷機構ではない桁 1 本となった状態を想定したときの耐荷力を調べるために、中空床版橋用プレストレストコ

ンクリート橋げた(昭和50年建設省制定)の適用支間10～21mの主桁における曲げ破壊荷重、
T 荷重載荷時の曲げ破壊安全度及びせん断耐力について検証した。

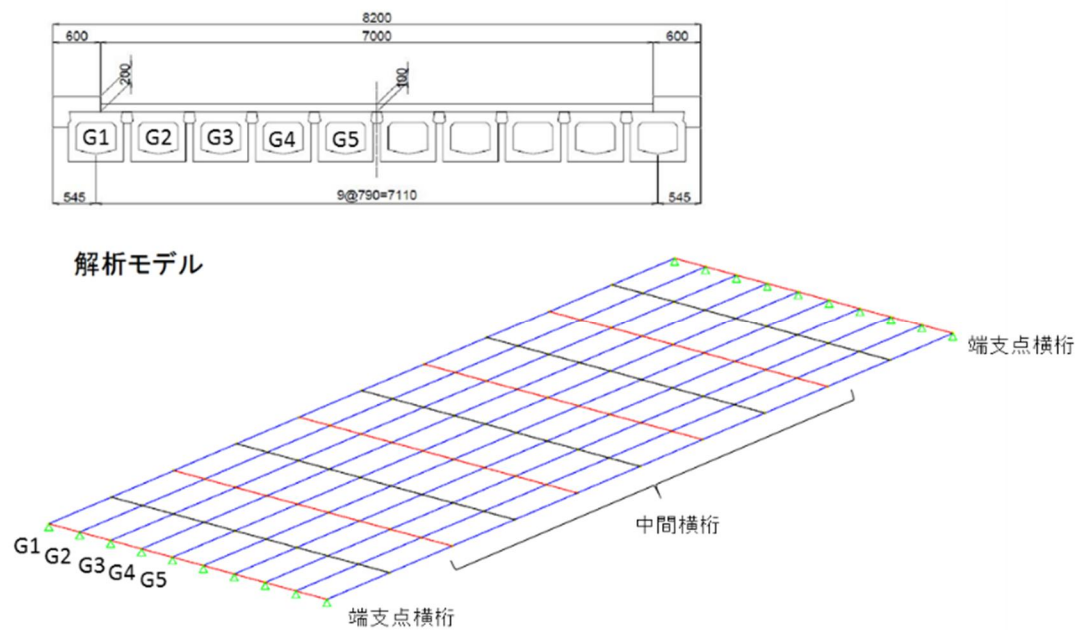
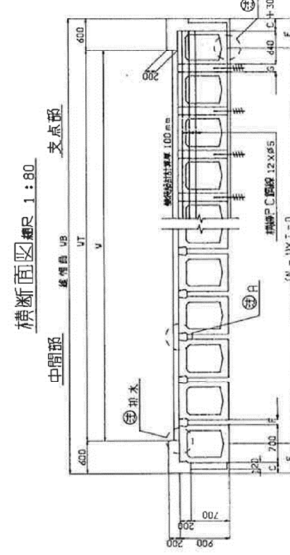
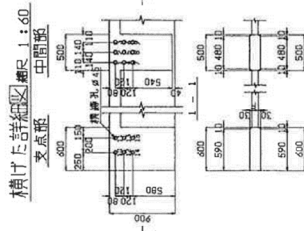
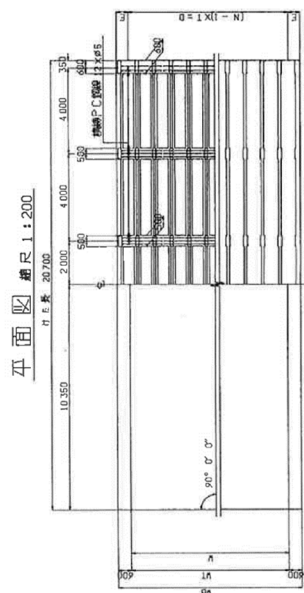
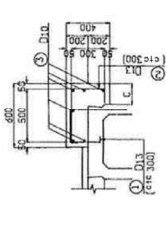
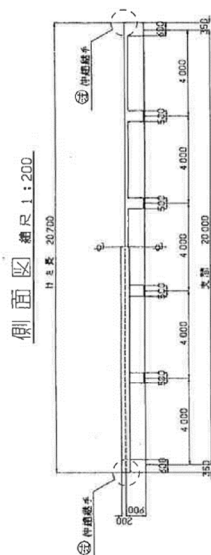


図- 6.4.1 解析モデル図

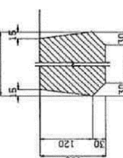
04-PRH-701(S_{20.0}-W_()-F_{0.00}-A₉₀-G₁)-S49
(支間) (本線幅) (步道幅) (斜角) (橋格)

(支間) (本線幅) (步道幅) (斜角) (橋格)

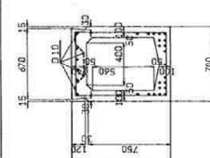
上部工—プレテンション方式PC単純中空床版橋—一般構造図



A 部詳細図 縮尺 1 : 10



主げた断面図 縮尺 1:40



水質種	7 200	7 500	7 750	8 000	8 500	9 000	
種別	陸奥(1)	陸奥(2)	陸奥(3)	陸奥(4)	陸奥(5)	陸奥(6)	
深度	264	127	223	136	277	292	146
水深	54	60	56	81	57	63	58
底質	77	54	60	56	81	57	60
全計	331	191	363	192	358	194	376
					304	364	210
					418	222	

[illegible]

品种	7 000		7 500		7 750		8 000		8 500		9 000	
	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)	本头重 (kg)
①	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
②	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
③	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
④	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑤	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑥	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑦	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑧	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑨	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑩	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑪	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑫	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑬	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑭	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑮	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑯	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑰	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑱	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑲	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
⑳	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉑	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉒	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉓	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉔	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉕	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉖	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉗	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉘	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉙	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉚	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉛	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉜	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉝	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉞	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㉟	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊱	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊲	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊳	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊴	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊵	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊶	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊷	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊸	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊹	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊺	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊻	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊼	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊽	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊾	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	
㊿	13.14	149	153.2	149	153.2	149	153.2	149	166.2	140	153.2	

[illegible]

鋼線P C鋼配位置表		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
W	鋼線															
700C					○								○			
750C				○		○			○							
775C				○		○			○							
800C										○				○	○	
850C											○				○	
900C						○		○		○					○	

図- 6.4.2 構造一般図(標準設計)

6.4.2 検討ケース

横締め PC 鋼材破断の箇所数、横桁位置をパラメーターとした検討ケースとした。表-6.4.1 に検討ケースを示す。また、検討条件として、適用示方書は H29 年道示とし、活荷重は L-20 荷重を用いた。床版橋のため曲げ及びせん断に着目し、主桁のねじり剛性は考慮しないモデルとした。

表- 6.4.1 検討ケース

検 討 ケ ー ス			端支点横桁	中間横桁					端支点横桁
① CASE-O	復元設計	格子計算	○	○	○	○	○	○	○
- CASE-O'		ギヨン・マソネー計算							
② CASE-A	PC鋼材破断	中間横桁中央付近1カ所破断	○	○	×	○	○	○	○
③ CASE-B		中間横桁中央付近2カ所破断	○	○	×	×	○	○	○
④ CASE-C		中間横桁4カ所破断	○	×	×	×	×	○	○
⑤ CASE-D		中央端側1カ所+端横桁1カ所破断	×	×	○	○	○	○	○
⑥ CASE-E		両端支点破断	×	○	○	○	○	○	×

×：PC鋼材破断を想定

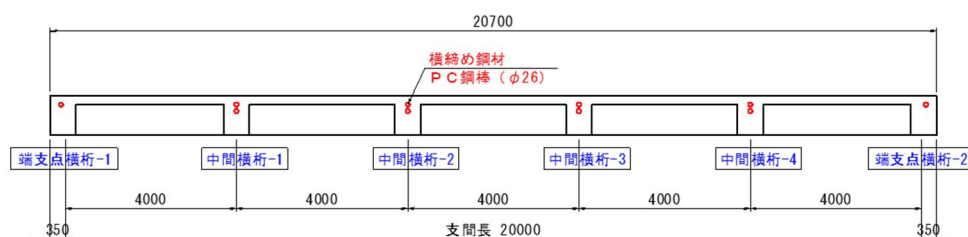


図- 6.4.3 試設計モデルでの構造側面図

表-6.4.1 に示す「×(PC 鋼材破断)」を想定した横桁については、荷重分配性状を検討する格子解析において、横締め PC 鋼材の破断に伴い当該横桁の剛性を無視した。

図-6.4.3 に、構造側面図を示す。試設計モデル橋梁では、両支点に配置される端支点横桁が2箇所、径間部に配置される中間横桁が4箇所配置されている。以下の全6ケースにて検討を行う。各検討ケースのモデルを、図-6.4.4 に示す。

＜検討ケース＞

CASE-0 ：比較用に、横締め PC 鋼材の破断が生じていない健全な橋梁を格子計算にて復元した。また、建設時の設計手法としては、ギヨン・マソネーを用いていたと推察されるため、参考までにギヨン・マソネーによる計算も行い、格子計算と比較を行った。

CASE-A ：支間中央側の中間横桁1箇所機能消失を想定した

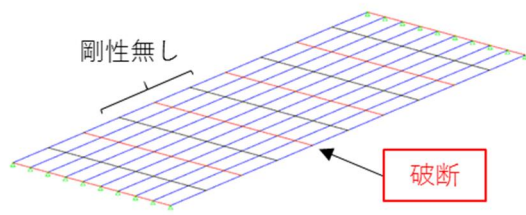
CASE-B ：支間中央側の中間横桁2箇所機能消失を想定した

CASE-C ：支間中央側並びに支点側の中間横桁4箇所(全中間横桁)で機能消失を想定した

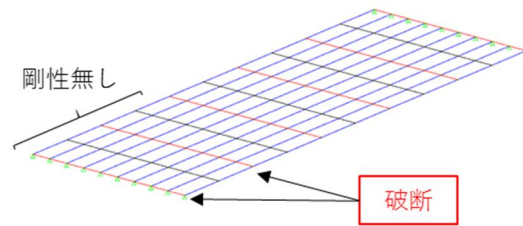
CASE-D ：支点側の中間横桁1箇所と端支点横桁1箇所機能消失を想定した

CASE-E ：両端支点横桁(2箇所)で機能消失を想定した

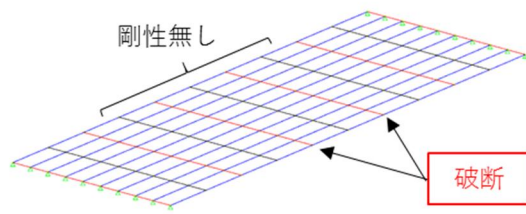
② CASE-A



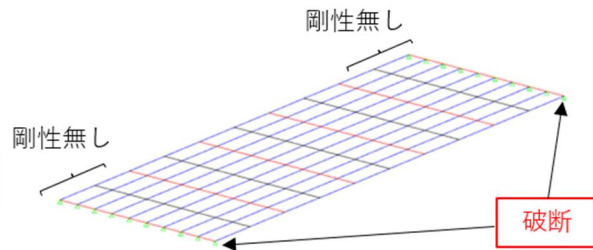
⑤ CASE-D



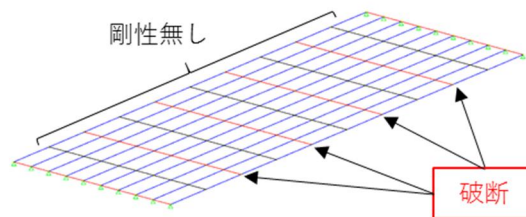
③ CASE-B



⑥ CASE-E



④ CASE-C



※横締め鋼材の破断は、横桁及び隣接の
仮想横桁の剛性をなくすことで再現した。

図- 6.4.4 各検討ケースのモデル図

6.4.3 検討結果

1) 横桁剛性損失度合いによる断面力増減比較

各検討ケースの G1 桁～G5 桁の断面力(支間中央曲げモーメント)を表-6.4.2 に示す。表中は、算出した最大曲げモーメント(橋面死荷重及び活荷重)に加え、健全な CASE-0 との比率も示す。

表- 6.4.2 各ケースの曲げモーメントと CASE-0 との比率

① CASE-0 (復元：格子計算)		(kN・m)				
		G 1 桁	G 2 桁	G 3 桁	G 4 桁	G 5 桁
橋面死荷重		127.6	121.9	123.0	123.1	123.0
活荷重 (L)	最大	411.2	398.9	374.2	357.1	343.2
	最小	-66.9	-33.2	-7.4	0.0	0.0
橋面死荷重+活荷重 (L)		538.8	520.8	497.2	480.2	466.2
② CASE-A (中間横桁中央付近1カ所破断)		(kN・m)				
		G 1 桁	G 2 桁	G 3 桁	G 4 桁	G 5 桁
橋面死荷重		131.0	122.6	121.3	121.2	120.4
活荷重 (L)	②/①	1.027	1.006	0.986	0.985	0.979
	最大	405.2	397.0	376.0	360.2	347.3
	最小	-64.9	-32.2	-7.3	0.1	0.0
	②/①	0.985	0.995	1.005	1.009	1.012
橋面死荷重+活荷重 (L)		536.2	519.6	497.3	481.4	467.7
比率		②/①	0.995	0.998	1.000	1.002
③ CASE-B (中間横桁中央付近2カ所破断)		(kN・m)				
		G 1 桁	G 2 桁	G 3 桁	G 4 桁	G 5 桁
橋面死荷重		163.6	109.1	115.7	115.7	114.5
活荷重 (L)	③/①	1.282	0.895	0.941	0.940	0.931
	最大	361.1	398.6	382.7	369.3	358.6
	最小	-52.2	-25.9	-6.0	0.0	0.0
	③/①	0.878	0.999	1.023	1.034	1.045
橋面死荷重+活荷重 (L)		524.7	507.7	498.4	485.0	473.1
比率		③/①	0.974	0.975	1.002	1.015
④ CASE-C (中間横桁4カ所破断)		(kN・m)				
		G 1 桁	G 2 桁	G 3 桁	G 4 桁	G 5 桁
橋面死荷重		293.2	96.2	69.2	76.1	83.9
活荷重 (L)	④/①	2.298	0.789	0.563	0.618	0.682
	最大	229.5	376.2	419.9	427.8	427.0
	最小	-22.9	-8.8	-8.8	-10.3	-11.4
	④/①	0.558	0.943	1.122	1.198	1.244
橋面死荷重+活荷重 (L)		522.7	472.4	489.1	503.9	510.9
比率		④/①	0.970	0.907	0.984	1.049
⑤ CASE-D (中央端側1カ所+端横桁1カ所破断)		(kN・m)				
		G 1 桁	G 2 桁	G 3 桁	G 4 桁	G 5 桁
橋面死荷重		121.5	125.7	125.2	123.8	123.7
活荷重 (L)	⑤/①	0.952	1.031	1.018	1.006	1.006
	最大	414.4	399.2	373.5	356.4	343.6
	最小	-68.0	-33.8	-6.9	-0.7	-1.9
	⑤/①	1.008	1.001	0.998	0.998	1.001
橋面死荷重+活荷重 (L)		535.9	524.9	498.7	480.2	467.3
比率		⑤/①	0.995	1.008	1.003	1.002
⑥ CASE-E (両端支点横桁破断)		(kN・m)				
		G 1 桁	G 2 桁	G 3 桁	G 4 桁	G 5 桁
橋面死荷重		127.6	121.8	123.0	123.1	123.0
活荷重 (L)	⑥/①	1.000	0.999	1.000	1.000	1.000
	最大	411.2	398.9	374.2	357.1	343.2
	最小	-66.9	-33.2	-7.4	0.0	0.0
	⑥/①	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
橋面死荷重+活荷重 (L)		538.8	520.7	497.2	480.2	466.2
比率		⑥/①	1.000	1.000	1.000	1.000

G1 桁～G3 桁の橋面死荷重、活荷重これらを足し合わせた荷重(設計荷重時)による断面力について、比較を行う。

G1 桁～G3 桁の橋面死荷重による断面力を図- 6.4.5 に示す。

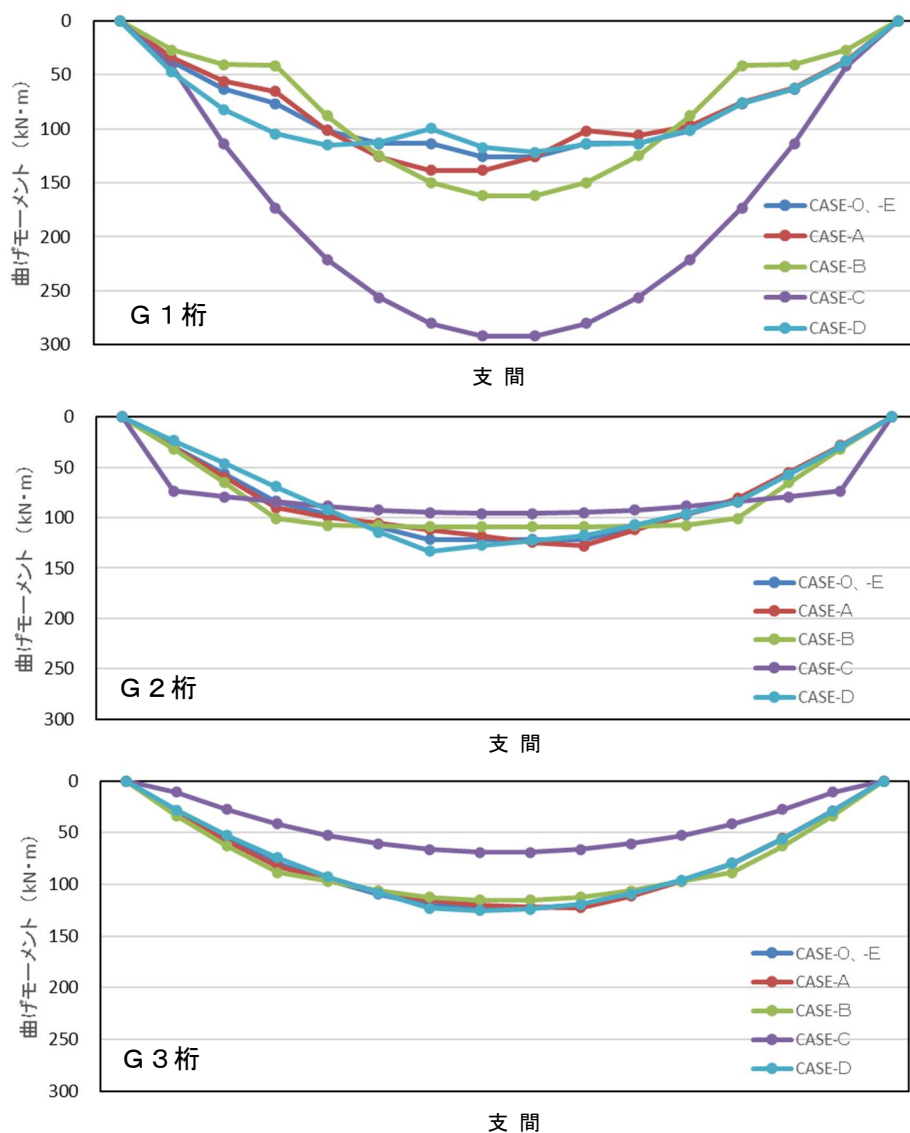


図- 6.4.5 橋面死荷重の断面力

以下に基本ケース(CASE-0)との比較を示す。

- ① 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配がなくなることにより地覆・高欄の荷重は G1 桁で負担することになり、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。
(CASE-B で約 30% 増、CASE-C で約 230% (130% 増) の断面力が発生する)
- ② 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配がなくなり、中桁(G2、G3 桁)への負担は減少することになり、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。

(CASE-C で G3 桁では、約 45%減の断面力となる)

- ③ 両端支点横桁の破断(CASE-E)は、主桁への影響は見られない。

(PC 鋼材の破断がない復元設計 CASE-0 と同値となる)

G1 桁～G3 桁の活荷重(L)最大時による断面力を図- 6.4.6 に示す。

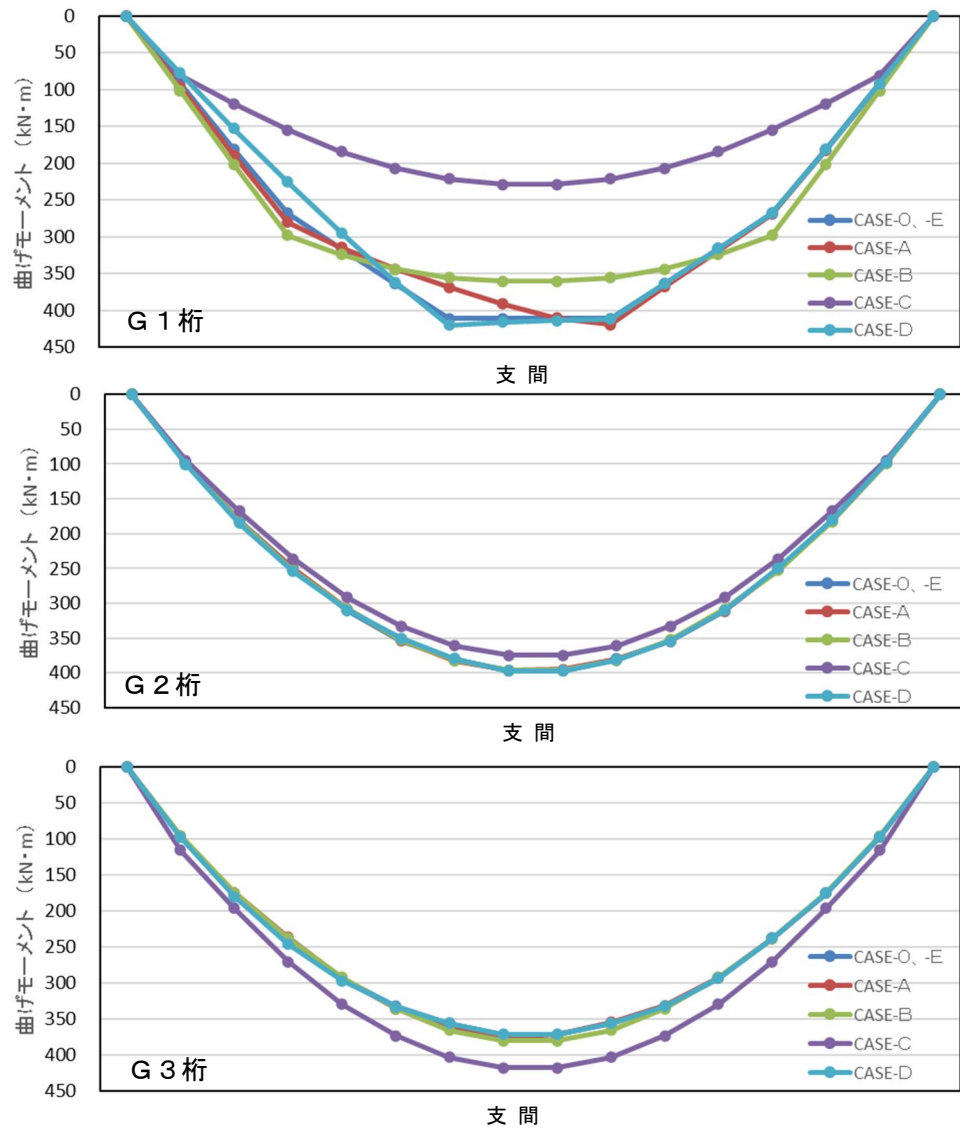


図- 6.4.6 活荷重(L)最大時の断面力

以下に基本ケース(CASE-0)との比較を示す。

- ① 外桁(G1 桁)は、活荷重載荷幅が狭いため荷重分配がなくなることによって断面力は減少して、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。

(支間中央位置で CASE-B で約 12%減、CASE-C で約 45%減の断面力となる)

- ② 中桁(G2、G3 桁)は、分布荷重が全幅載荷されるため中間横桁の剛性を失うことによる

荷重分配の影響は小さい。

- ③ 両端支点横桁の破断(CASE-E)は、主桁への影響は見られない。
(PC 鋼材の破断がない復元設計 CASE-0 と同値となる)

前述までは L 荷重による活荷重曲げモーメントの検討をしてきたが、L 荷重は、線荷重と等分布荷重により分けられ載荷されるため、これら荷重の違いによる影響を図- 6.4.7 に示す。なお、図- 6.4.7 の横軸は支間を示すものである。

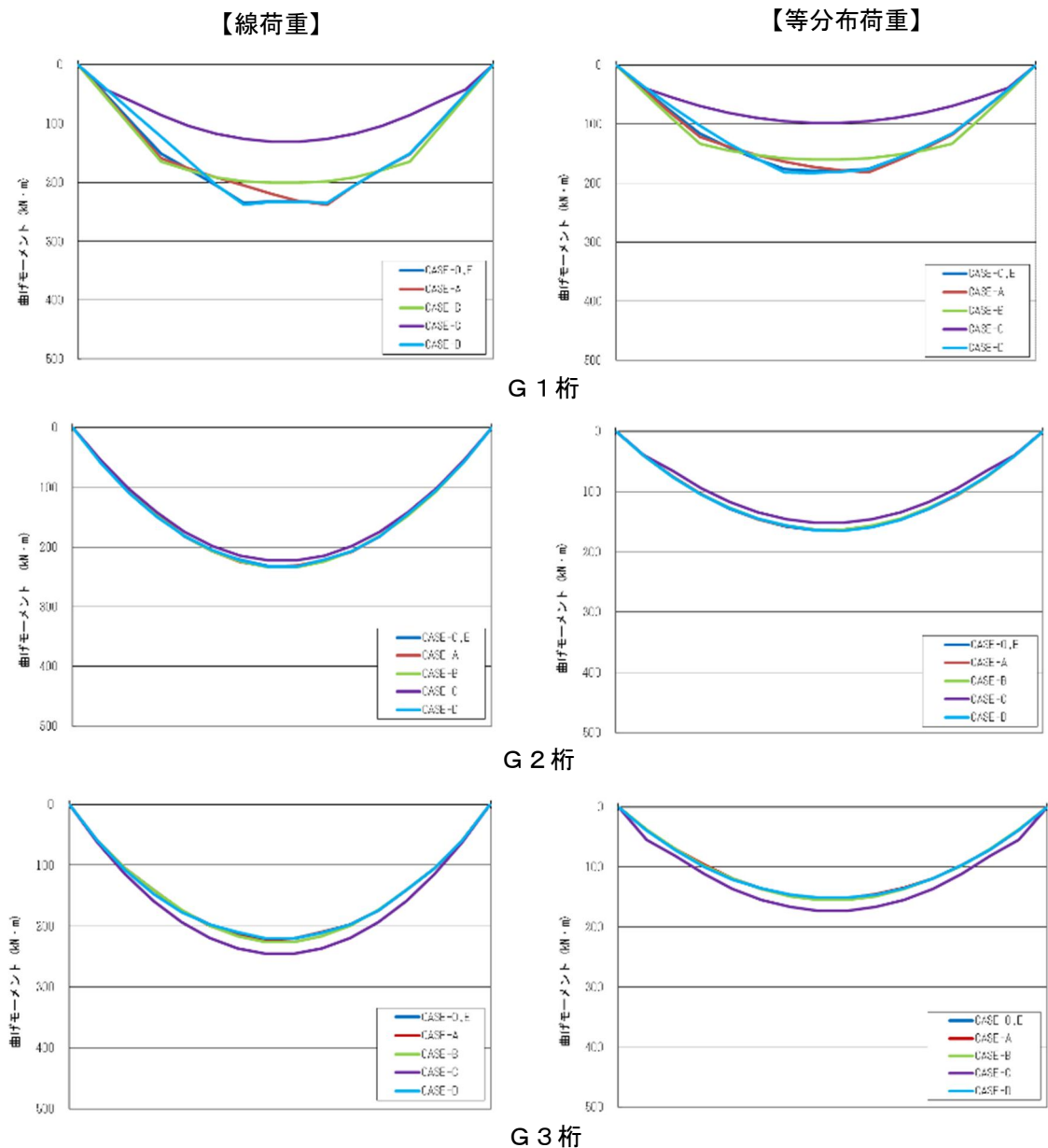


図- 6.4.7 L 荷重の線荷重と等分布荷重による断面力

G1 桁～G3 桁の設計荷重時(死荷重+活荷重<L 荷重>)による断面力を図- 6.4.8 に示す。

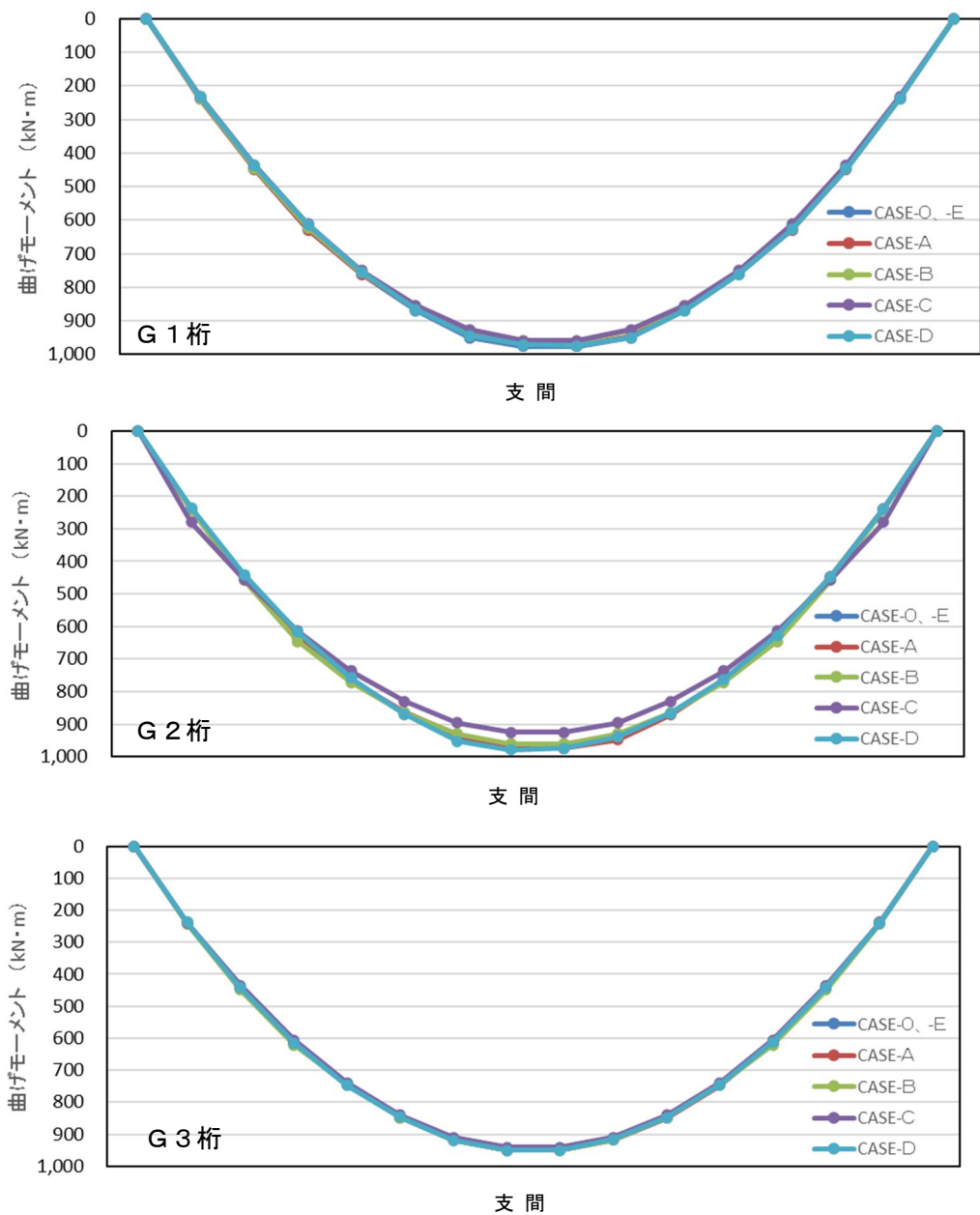


図- 6.4.8 死荷重+活荷重の断面力

以下に基本ケース(CASE-0)との比較を示す。

- ① 本モデルにおいて、外桁(G1 桁)、中桁(G2、G3 桁)ともに死荷重と活荷重の比率は変わっているが合計値はほぼ同じであった。この傾向は、本ケーススタディでは破断中間横桁箇所数や位置に影響されることなく同様であった。
- ② 両端支点横桁の破断(CASE-E)は、主桁への影響は見られない。

(PC 鋼材の破断がない復元設計 CASE-0 と同値となる)

横桁の損失により荷重分配機能は低下するため、主桁に生じる断面力が変化するが L 荷

重の場合、分布荷重であることから支間長や幅員によってはその断面力の増加量が小さい場合が考えられる。これに対し、集中荷重である T 荷重の場合は、分配機能低下による断面力増加が大きくなる可能性がある。そのため、活荷重を L 荷重と T 荷重とした場合での断面力比較を行った。

G1 桁～G3 桁の活荷重(L 荷重及び T 荷重)による断面力比較を図- 6.4.9 に示す。

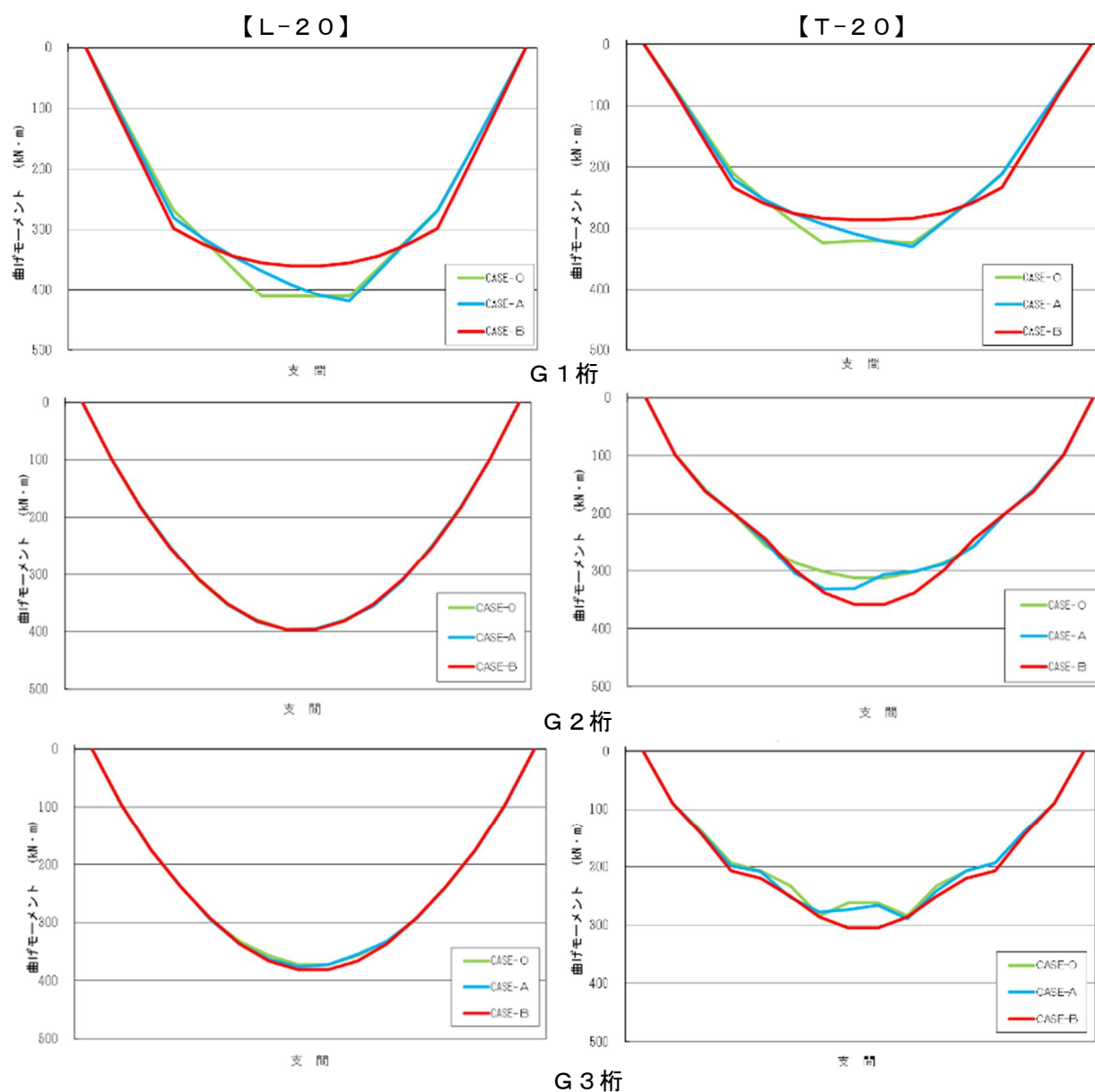


図- 6.4.9 L 荷重及び T 荷重による曲げモーメント

中桁(G2、G3 桁)において、

- ① 分布荷重である L 荷重の場合、荷重分配機能低下(CASE-A、B)による影響は小さいが T 荷重の場合、荷重分配機能低下により断面力は増加傾向にある。

- ② 本モデルにおいては、発生する断面力が L 荷重>T 荷重であったが、支間長が短く L 荷重<T 荷重となる場合には、横締め破断の影響が大きくなることが考えられる。

2) 耐荷力の評価（限界状態 1 及び限界状態 3）

各検討ケースにおける限界状態 1 の支間中央部の曲げ応力度の試算結果を表- 6.4.3 に示す。また、永続支配及び変動支配時の主桁下縁の合成応力度を図- 6.4.10 に示す。

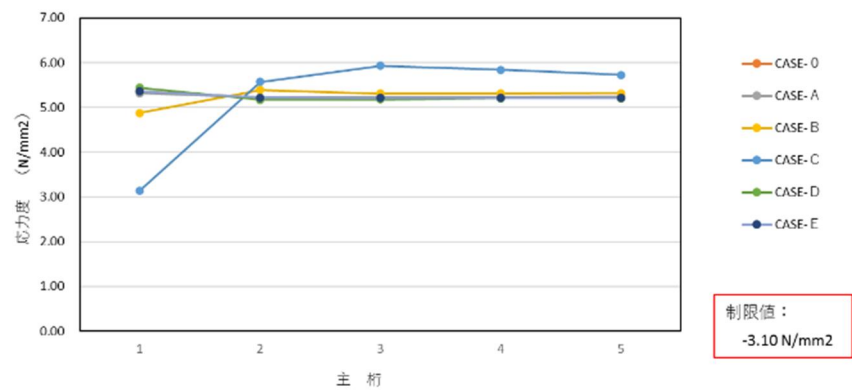
中間横桁の剛性を失うことにより主桁毎の応力変動は大きくなり、破断中間横桁箇所が多くなるほどその傾向は大きくなる。外桁(G1 桁)では、橋面死荷重による応力増加が見られるが中桁(G2~G5 桁)への影響は小さい。活荷重に対しては、中間横桁すべての剛性を失う(CASE-C)ことで主桁毎の応力変動は大きくなったが、本検討の範囲ではすべての検討ケースで制限値を満足していることが確認された。しかし、引張応力が発生しており、実際には桁にひびわれが生じる可能性もあることから、供用を続ける場合には、損傷の急激な進行を避けるため、適当な監視をしておく必要があると考えられる。また、車両の通行の衝撃により破断が誘発される可能性についての検討は本研究では行っていないが、懸念が免れないため、突出による第三者被害防止対策は不可欠であると考えられる。

表- 6.4.3 各検討ケースの照査結果

(N/mm²)

		① CASE-O (復元：格子計算)		② CASE-A (中央付近1カ所破断)		③ CASE-B (中央付近2カ所破断)		④ CASE-C (中間横桁4カ所破断)		⑤ CASE-D (中央端側1カ所+端横桁1カ所破断)		⑥ CASE-E (両端支点横桁破断)	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
永続支配 D	G1	8.61	5.36	8.66	5.32	9.14	4.88	11.04	3.14	8.52	5.44	8.61	5.36
	G2	8.76	5.22	8.76	5.22	8.57	5.39	8.38	5.57	8.81	5.17	8.76	5.22
	G3	8.77	5.21	8.75	5.23	8.67	5.31	7.98	5.93	8.81	5.18	8.77	5.21
制限値 -3.10 ≤ σ ≤ 24.0	G4	8.78	5.21	8.75	5.23	8.67	5.31	8.08	5.84	8.79	5.20	8.78	5.21
	G5	8.77	5.21	8.74	5.24	8.65	5.32	8.20	5.73	8.78	5.20	8.77	5.21
変動支配 D+L (MAX)	G1	15.80	-1.66	15.74	-1.60	15.45	-1.29	15.06	-0.78	15.76	-1.63	15.80	-1.66
	G2	15.73	-1.59	15.70	-1.56	15.54	-1.41	14.95	-0.85	15.79	-1.64	15.73	-1.59
	G3	15.31	-1.18	15.32	-1.19	15.35	-1.23	15.32	-1.24	15.33	-1.20	15.31	-1.18
制限値 -3.10 ≤ σ ≤ 24.0	G4	15.02	-0.89	15.04	-0.92	15.12	-1.00	15.56	-1.47	15.01	-0.89	15.02	-0.89
	G5	14.77	-0.65	14.80	-0.69	14.92	-0.80	15.66	-1.56	14.79	-0.67	14.77	-0.65

【永続支配】



【変動支配】

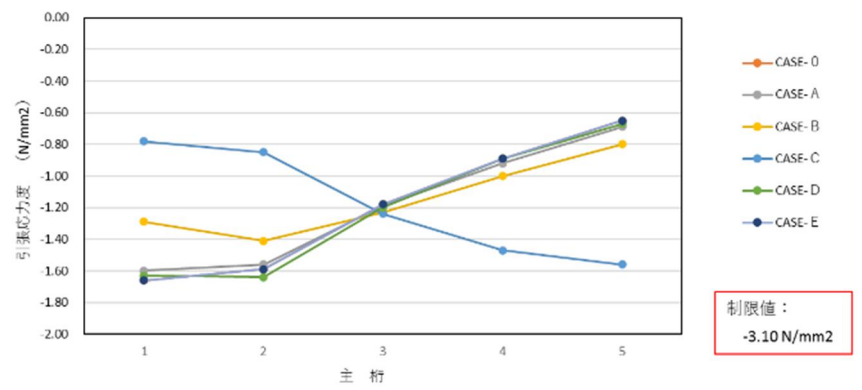


図- 6.4.10 各主桁の応力状態（支間中央）

各検討ケースで試算した結果の総括表（曲げ：支間中央，せん断：支点の 1/2 桁高点）を
表-6.4.4～表-6.4.10 に示す。すべての検討ケースにおいて、限界状態 1 及び限界状態 3 の制
限值以内に収まっていた。

表- 6.4.4 試算結果総括表 (CASE-0) 復元設計：格子計算

曲げに対する設計	曲げ最大点(支間中央)		G1			G2			G3			G4			G5			
	荷重による 応力度	モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)		モーメント	応力度(N/mm2)			
		(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁		
		主桁自重	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	
		場所打ち自重	15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	
		橋面死荷重	127.6	1.78	-1.74	121.9	1.70	-1.66	123.0	1.72	-1.68	123.1	1.72	-1.68	123.0	1.72	-1.68	
		活荷重	最大	411.2	5.75	-5.62	398.9	5.58	-5.45	374.2	5.23	-5.11	357.1	4.99	-4.88	343.2	4.80	-4.69
	最小		-66.9	-0.94	0.91	-33.2	-0.46	0.45	-7.4	-0.10	0.10	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	
	応力度(N/mm2)		有効ブレ	0.26	12.86	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	
	照査位置		主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁		
合成 応力度 (N/mm2)	耐荷性能	前提条件	D	8.61	5.36	D	8.76	5.22	D	8.77	5.21	D	8.78	5.21	D	8.77	5.21	
			制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		
		永続支配	D	8.61	5.36	D	8.76	5.22	D	8.77	5.21	D	8.78	5.21	D	8.77	5.21	
			制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		
	変動支配	D+L(MAX)	15.80	-1.66	D+L(MAX)	15.73	-1.59	D+L(MAX)	15.31	-1.18	D+L(MAX)	15.02	-0.89	D+L(MAX)	14.77	-0.65		
		D+L(MIN)	7.44	6.50	D+L(MIN)	8.18	5.79	D+L(MIN)	8.64	5.33	D+L(MIN)	8.78	5.21	D+L(MIN)	8.77	5.21		
	耐久性能	永続支配	制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		
			D+L(MAX)	13.95	-0.51	D+L(MAX)	13.92	-0.47	D+L(MAX)	13.59	-0.15	D+L(MAX)	13.35	0.08	D+L(MAX)	13.15	0.27	
		変動支配	D+L(MIN)	7.26	6.02	D+L(MIN)	7.88	5.43	D+L(MIN)	8.25	5.06	D+L(MIN)	8.36	4.96	D+L(MIN)	8.36	4.96	
			制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		
曲げ破壊安全度 (F>1.000)			1.324			1.330			1.366			1.394			1.417			
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1			G2			G3			G4			G5		
	斜引張 応力度 (N/mm ²)	耐荷性能	前提条件	0.140		0.129		0.130		0.130		0.130		0.130				
				制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200	
			永続支配	0.140		0.129		0.130		0.130		0.130		0.130				
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
		変動支配	0.393		0.410		0.405		0.398		0.392							
			制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		
	耐久性能	0.329 <td colspan="2">0.340</td> <td colspan="2">0.336</td> <td colspan="2">0.331</td> <td colspan="2">0.327</td>		0.340		0.336		0.331		0.327								
		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300			
	ウェブ 圧壊耐力	作用せん断力(kN)		204.9		210.2		209.4		207.7		206.1						
		ウェブ圧壊耐力(kN)		642.6		642.6		642.6		642.6		642.6						
		安全度 (F>1.000)		3.136		3.057		3.069		3.095		3.118						
	斜引張 破壊耐力	作用せん断力(kN)		204.9		210.2		209.4		207.7		206.1						
		斜引張破壊耐力(kN)		265.01		267.63		267.23		266.36		265.58						
		安全度 (F>1.000)		1.293		1.273		1.276		1.283		1.289						

表- 6.4.5 試算結果総括表 (CASE-A) 中間横桁中央付近 1 箇所破断

曲げに対する設計	曲げ最大点		G1			G2			G3			G4			G5			
	荷重による 応力度	モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm2)		モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm2)		モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm2)		モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm2)		モーメント (kN・m)	応力度 (N/mm2)			
		主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁			
		主桁自重		424.2	5.93	-5.79	424.3	5.93	-5.79	424.5	5.93	-5.80	424.4	5.93	-5.80	424.4	5.93	-5.80
		場所打ち自重		15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重		131.0	1.83	-1.79	122.6	1.71	-1.67	121.3	1.70	-1.66	121.2	1.69	-1.65	120.4	1.68	-1.64
	活荷重	最大	405.2	5.67	-5.53	397.0	5.55	-5.42	376.0	5.26	-5.13	360.2	5.04	-4.92	347.3	4.86	-4.74	
		最小	-64.9	-0.91	0.89	-32.2	-0.45	0.44	-7.3	-0.10	0.10	0.1	0.00	0.00	0.3	0.00	0.00	
	応力度 (N/mm2)		有効ブレ	0.26	12.86	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	
	照査位置		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		
合成 応力度 (N/mm2)	耐荷性能	前提条件	D	8.66	5.32	D	8.76	5.22	D	8.75	5.23	D	8.75	5.23	D	8.74	5.24	
			制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		
		永続支配	D	8.66	5.32	D	8.76	5.22	D	8.75	5.23	D	8.75	5.23	D	8.74	5.24	
			制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		
	変動支配	D+L (MAX)	15.74	-1.60	D+L (MAX)	15.70	-1.56	D+L (MAX)	15.32	-1.19	D+L (MAX)	15.04	-0.92	D+L (MAX)	14.80	-0.69		
		D+L (MIN)	7.52	6.42	D+L (MIN)	8.20	5.76	D+L (MIN)	8.62	5.36	D+L (MIN)	8.75	5.23	D+L (MIN)	8.74	5.24		
		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0			
		D+L (MAX)	13.91	-0.47	D+L (MAX)	13.90	-0.45	D+L (MAX)	13.59	-0.15	D+L (MAX)	13.37	0.06	D+L (MAX)	13.17	0.25		
	耐久性能	D+L (MIN)	7.34	5.95	D+L (MIN)	7.90	5.41	D+L (MIN)	8.23	5.08	D+L (MIN)	8.33	4.98	D+L (MIN)	8.32	4.99		
		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0			
曲げ破壊安全度 (F>1.000)			1.329			1.332			1.366			1.392			1.414			
せん断に対する設計	せん断照査位置			G1			G2			G3			G4			G5		
	斜引張 応力度 (N/mm ²)	耐荷性能	前提条件	0.134			0.131			0.132			0.131			0.130		
				制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200	
			永続支配	0.134			0.131			0.132			0.131			0.130		
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600	
		変動支配	0.398			0.414			0.407			0.397			0.394			
			制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		
	耐久性能	0.332			0.343			0.339			0.331			0.328				
		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300			
	ウェブ 圧壊耐力	作用せん断力 (kN)		206.1			211.2			210.2			207.7			206.7		
		ウェブ圧壊耐力 (kN)		642.6			642.6			642.6			642.6			642.6		
		安全度 (F>1.000)		3.119			3.043			3.057			3.094			3.109		
	斜引張 破壊耐力	作用せん断力 (kN)		206.1			211.2			210.2			207.7			206.7		
		斜引張破壊耐力 (kN)		265.57			268.12			267.63			266.38			265.89		
		安全度 (F>1.000)		1.289			1.270			1.273			1.283			1.286		

表- 6.4.6 試算結果総括表 (CASE-B) 中間横桁中央付近 2 箇所破断

曲げ最大点 (支間中央)				G1			G2			G3			G4			G5					
曲げによる 応力度	荷重	モーメント		応力度 (N/mm ²)		モーメント		応力度 (N/mm ²)		モーメント		応力度 (N/mm ²)		モーメント		応力度 (N/mm ²)		モーメント		応力度 (N/mm ²)	
		(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁		
	主桁自重	424.5		5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	
		場所打ち自重		15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重	163.6		2.29	-2.23	109.1	1.53	-1.49	115.7	1.62	-1.58	115.7	1.62	-1.58	114.5	1.60	-1.56			
			活荷重	最大	361.1	5.05	-4.93	398.6	5.57	-5.44	382.7	5.35	-5.23	369.3	5.16	-5.04	358.6	5.01	-4.90		
	最小	-52.2		-0.73	0.71	-25.9	-0.36	0.35	-6.0	-0.08	0.08	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00				
	合成 応力度 (N/mm ²)	応力度 (N/mm ²)		有効ブレ	0.26	12.89	有効ブレ	0.26	12.85	有効ブレ	0.26	12.86	有効ブレ	0.26	12.86	有効ブレ	0.26	12.86			
		照査位置		主桁上縁		主桁下縁		主桁上縁		主桁下縁		主桁上縁		主桁下縁		主桁上縁		主桁下縁			
		耐荷性能	前提条件	D	9.14	4.88	D	8.57	5.39	D	8.67	5.31	D	8.67	5.31	D	8.65	5.32			
制限値				0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0					
水続支配			D	9.14	4.88	D	8.57	5.39	D	8.67	5.31	D	8.67	5.31	D	8.65	5.32				
			制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0					
変動支配		D+L (MAX)	15.45	-1.29	D+L (MAX)	15.54	-1.41	D+L (MAX)	15.35	-1.23	D+L (MAX)	15.12	-1.00	D+L (MAX)	14.92	-0.80					
		D+L (MIN)	8.23	5.77	D+L (MIN)	8.12	5.84	D+L (MIN)	8.56	5.41	D+L (MIN)	8.67	5.31	D+L (MIN)	8.65	5.32					
		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0						
		D+L (MAX)	13.75	-0.29	D+L (MAX)	13.73	-0.31	D+L (MAX)	13.60	-0.17	D+L (MAX)	13.42	0.01	D+L (MAX)	13.25	0.17					
耐久性性能	D+L (MIN)	7.97	5.36	D+L (MIN)	7.80	5.49	D+L (MIN)	8.17	5.14	D+L (MIN)	8.25	5.05	D+L (MIN)	8.24	5.07						
	制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0							
曲げ破壊安全度 (F) ¹ 0.00				1.354		1.346		1.363		1.384		1.403									
せん断照査位置				G1		G2		G3		G4		G5									
せん断に対する 設計	斜引張 応力度 (N/mm ²)	前提条件	0.123		0.133		0.137		0.133		0.132										
			耐荷性能	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200	制限値	1.200								
		水続支配		0.123	0.133	0.137	0.133	0.132													
			制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600									
	変動支配	0.401	0.420	0.411	0.403	0.405															
		制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600	制限値	2.600										
	耐久性性能	0.332	0.348	0.343	0.336	0.337															
		制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300	制限値	2.300										
	ウェブ 圧壊耐力	作用せん断力 (kN)		205.8		212.8		211.9		209.3		209.4									
		ウェブ圧壊耐力 (kN)		642.6		642.6		642.6		642.6		642.6									
安全度 (F) ¹ 0.00		3.122		3.019		3.033		3.070		3.069											
斜引張 破壊耐力	作用せん断力 (kN)		205.8		212.8		211.9		209.3		209.4										
	斜引張破壊耐力 (kN)		265.45		268.94		268.47		267.18		267.22										
	安全度 (F) ¹ 0.00		1.290		1.264		1.267		1.276		1.276										

表- 6.4.7 試算結果総括表 (CASE-C) 中間横桁 4 箇所破断

曲げ最大点 (支間中央)				G1			G2			G3			G4			G5				
荷重による 応力度	曲げに 対する 設計	合成 応力度 (N/mm2)	モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)				
			(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁			
			主桁自重	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80		
			場所打ち自重	15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43		
			橋面死荷重	293.2	4.10	-4.00	96.2	1.34	-1.31	69.2	0.97	-0.95	76.1	1.06	-1.04	83.9	1.17	-1.15		
			活荷重	最大	229.5	3.21	-3.13	376.2	5.26	-5.14	419.9	5.87	-5.73	427.8	5.98	-5.84	427.0	5.97	-5.83	
				最小	-22.9	-0.32	0.31	-8.8	-0.12	0.12	-8.8	-0.12	0.12	-10.3	-0.14	0.14	-11.4	-0.16	0.16	
			応力度 (N/mm2)	有効ブレ	0.26	13.01	有効ブレ	0.26	12.84	有効ブレ	0.26	12.82	有効ブレ	0.26	12.83	有効ブレ	0.26	12.83		
			照査位置	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁			
				D	11.04	3.14	D	8.38	5.57	D	7.98	5.93	D	8.08	5.84	D	8.20	5.73		
耐荷性能	変動支配	前提条件	制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0				
			D	11.04	3.14	D	8.38	5.57	D	7.98	5.93	D	8.08	5.84	D	8.20	5.73			
		永続支配	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0					
		D+L (MAX)	15.06	-0.78	D+L (MAX)	14.95	-0.85	D+L (MAX)	15.32	-1.24	D+L (MAX)	15.56	-1.47	D+L (MAX)	15.66	-1.56				
		D+L (MIN)	10.64	3.53	D+L (MIN)	8.23	5.72	D+L (MIN)	7.83	6.08	D+L (MIN)	7.90	6.01	D+L (MIN)	8.00	5.93				
		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0					
		D+L (MAX)	13.73	-0.14	D+L (MAX)	13.24	0.16	D+L (MAX)	13.47	-0.09	D+L (MAX)	13.68	-0.28	D+L (MAX)	13.78	-0.37				
		D+L (MIN)	10.20	3.30	D+L (MIN)	7.86	5.42	D+L (MIN)	7.48	5.77	D+L (MIN)	7.55	5.70	D+L (MIN)	7.65	5.61				
		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0					
		曲げ破壊安全度 (F>1.000)				1.390	1.400				1.366				1.344				1.336	
せん断照査位置				G1		G2		G3		G4		G5								
せん断に 対する 設計	斜引張 応力度 (N/mm ²)	ウェブ 圧壊耐力	前提条件	0.149		0.200		0.103		0.101		0.113								
				制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200						
			永続支配	0.149		0.200		0.103		0.101		0.113								
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600						
			変動支配	0.378		0.524		0.443		0.466		0.489								
				制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600						
			耐久性性能	0.320		0.442		0.358		0.374		0.395								
				制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300						
			斜引張 破壊耐力	作用せん断力 (kN)	198.2	243.9	210.7	215.8	222.8											
				ウェブ圧壊耐力 (kN)	642.6	642.6	642.6	642.6	642.6											
安全度 (F>1.000)	3.243	2.635		3.050	2.978	2.884														
作用せん断力 (kN)	198.2	243.9		210.7	215.8	222.8														
斜引張 破壊耐力	斜引張破壊耐力 (kN)	261.64	284.36	267.87	270.42	273.91														
	安全度 (F>1.000)	1.320	1.166	1.271	1.253	1.229														

表- 6.4.8 試算結果総括表 (CASE-D) 中央端側 1 箇所+端横桁 1 箇所破断

曲げに対する設計	曲げ最大点		G1			G2			G3			G4			G5			
	荷重による 応力度	モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)			
		(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁		
		主桁自重	424.4	5.93	-5.80	424.3	5.93	-5.79	424.5	5.93	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	
		場所打ち自重	15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	
		橋面死荷重	121.5	1.70	-1.66	125.7	1.76	-1.72	125.2	1.75	-1.71	123.8	1.73	-1.69	123.7	1.73	-1.69	
		活荷重	最大	414.4	5.79	-5.66	399.2	5.58	-5.45	373.5	5.22	-5.10	356.4	4.98	-4.87	343.6	4.80	-4.69
			最小	-68.0	-0.95	0.93	-33.8	-0.47	0.46	-6.9	-0.10	0.09	-0.7	-0.01	0.01	-1.9	-0.03	0.03
		応力度 (N/mm2)	有効ブレ	0.26	12.85	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	
		照査位置	主桁上縁		主桁下縁		主桁上縁		主桁下縁		主桁上縁		主桁下縁		主桁上縁		主桁下縁	
		合成 応力度 (N/mm2)	前提条件	D	8.52	5.44	D	8.81	5.17	D	8.81	5.18	D	8.79	5.20	D	8.78	5.20
	制限値			0.00 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	0.00 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	0.00 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	0.00 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	0.00 ≤ σ ≤ 16.0		
	永続支配		D	8.52	5.44	D	8.81	5.17	D	8.81	5.18	D	8.79	5.20	D	8.78	5.20	
			制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		
	変動支配		D+L (MAX)	15.76	-1.63	D+L (MAX)	15.79	-1.64	D+L (MAX)	15.33	-1.20	D+L (MAX)	15.01	-0.89	D+L (MAX)	14.79	-0.67	
			D+L (MIN)	7.33	6.60	D+L (MIN)	8.22	5.75	D+L (MIN)	8.69	5.30	D+L (MIN)	8.77	5.21	D+L (MIN)	8.75	5.23	
	耐久性能		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		制限値	-3.10 ≤ σ ≤ 24.0		
D+L (MAX)			13.91	-0.48	D+L (MAX)	13.97	-0.52	D+L (MAX)	13.61	-0.17	D+L (MAX)	13.35	0.08	D+L (MAX)	13.17	0.26		
D+L (MIN)			7.16	6.11	D+L (MIN)	7.92	5.39	D+L (MIN)	8.29	5.03	D+L (MIN)	8.36	4.96	D+L (MIN)	8.34	4.98		
制限値			-1.80 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	-1.80 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	-1.80 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	-1.80 ≤ σ ≤ 16.0		制限値	-1.80 ≤ σ ≤ 16.0			
曲げ破壊安全度 (F>1.000)		1.327		1.325		1.365		1.394		1.416								
せん断に対する設計	せん断照査位置		G1		G2		G3		G4		G5							
	斜引張 応力度 (N/mm ²)	前提条件	0.156		0.120		0.128		0.128		0.128							
			制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200					
		永続支配	0.156		0.120		0.128		0.128		0.128							
			制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600					
		変動支配	0.368		0.399		0.403		0.398		0.394							
			制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600					
		耐久性能	0.314		0.330		0.335		0.331		0.328							
			制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300					
		ウェブ 圧壊耐力	作用せん断力 (kN)	199.3		206.5		209.0		207.6		206.3						
			ウェブ圧壊耐力 (kN)	642.6		642.6		642.6		642.6		642.6						
	安全度 (F>1.000)		3.225		3.113		3.075		3.095		3.114							
	斜引張 破壊耐力	作用せん断力 (kN)	199.3		206.5		209.0		207.6		206.3							
		斜引張破壊耐力 (kN)	262.2		265.76		267.02		266.35		265.7							
		安全度 (F>1.000)	1.316		1.287		1.278		1.283		1.288							

表- 6.4.9 試算結果総括表 (CASE-E) 両端横桁破断

曲げ最大点 (支間中央)			G1			G2			G3			G4			G5		
曲げに対する設計	荷重による応力度		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)	
			(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁
		主桁自重	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80
		場所打ち自重	15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重	127.6	1.78	-1.74	121.8	1.70	-1.66	123.0	1.72	-1.68	123.1	1.72	-1.68	123.0	1.72	-1.68
		活荷重	最大	411.2	5.75	-5.62	398.9	5.58	-5.45	374.2	5.23	-5.11	357.1	4.99	-4.88	343.2	4.80
	最小		-66.9	-0.94	0.91	-33.2	-0.46	0.45	-7.4	-0.10	0.10	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
	応力度 (N/mm2)		有効ブレ	0.26	12.86	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87
	照査位置		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁	
	合成 応力度 (N/mm2)	耐荷性能	前提条件	D	8.61	5.36	D	8.76	5.22	D	8.77	5.21	D	8.78	5.21	D	8.77
制限値				0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ ≦ 16.0	
永続支配			D	8.61	5.36	D	8.76	5.22	D	8.77	5.21	D	8.78	5.21	D	8.77	5.21
			制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0	
変動支配			D+L (MAX)	15.80	-1.66	D+L (MAX)	15.73	-1.59	D+L (MAX)	15.31	-1.18	D+L (MAX)	15.02	-0.89	D+L (MAX)	14.77	-0.65
			D+L (MIN)	7.44	6.50	D+L (MIN)	8.18	5.79	D+L (MIN)	8.64	5.33	D+L (MIN)	8.78	5.21	D+L (MIN)	8.77	5.21
耐久性能		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ ≦ 24.0		
		D+L (MAX)	13.95	-0.51	D+L (MAX)	13.92	-0.47	D+L (MAX)	13.59	-0.15	D+L (MAX)	13.35	0.08	D+L (MAX)	13.15	0.27	
		D+L (MIN)	7.26	6.02	D+L (MIN)	7.88	5.43	D+L (MIN)	8.25	5.06	D+L (MIN)	8.36	4.96	D+L (MIN)	8.36	4.96	
		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ ≦ 16.0		
曲げ破壊安全度 (F1.000)			1.324		1.330		1.366		1.394		1.415						
せん断照査位置			G1		G2		G3		G4		G5						
せん断に対する設計	斜引張 応力度 (N/mm ²)	前提条件	0.140		0.128		0.131		0.130		0.130						
			制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200		制限値	1.200				
		永続支配	0.140		0.128		0.131		0.130		0.130						
			制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600				
		変動支配	0.393		0.410		0.405		0.397		0.392						
			制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600		制限値	2.600				
	耐久性能	0.330		0.340		0.336		0.331		0.327							
		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300		制限値	2.300					
	ウェブ 圧壊耐力	作用せん断力 (kN)	205.2		210.1		209.5		207.5		206.1						
		ウェブ圧壊耐力 (kN)	642.6		642.6		642.6		642.6		642.6						
安全度 (F1.000)		3.131		3.059		3.068		3.096		3.119							
斜引張 破壊耐力	作用せん断力 (kN)	205.2		210.1		209.5		207.5		206.1							
	斜引張破壊耐力 (kN)	265.15		267.56		267.26		266.31		265.57							
	安全度 (F1.000)	1.292		1.274		1.276		1.283		1.289							

表- 6.4.10 試算結果総括表(CASE-0') 復元設計：ギヨン・マソネー（参考）

		G1			G2			G3			G4			G5			
曲げによる 応力度	荷重による 応力度	モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		モーメント	応力度 (N/mm2)		
		(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	(kN・m)	主桁上縁	主桁下縁	
		主桁自重	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80	424.5	5.94	-5.80
		場所打ち自重	15.8	0.22	-0.22	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43	31.6	0.44	-0.43
		橋面死荷重	125.0	1.75	-1.71	124.2	1.74	-1.70	123.5	1.73	-1.69	123.1	1.72	-1.68	122.8	1.72	-1.68
		活荷重	最大	350.6	4.90	-4.79	345.5	4.83	-4.72	340.3	4.76	-4.65	334.7	4.68	-4.57	328.9	4.60
	最小		0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00
	応力度 (N/mm2)	有効ブレ	0.26	12.86	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	有効ブレ	0.26	12.87	
合成 応力度 (N/mm2)	耐用性能	照査位置		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁		主桁上縁	主桁下縁
		前提条件	D	8.57	5.39	D	8.79	5.19	D	8.78	5.20	D	8.77	5.21	D	8.77	5.21
			制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	0.00 ≦ σ c ≦ 16.0	
		永続支配	D	8.57	5.39	D	8.79	5.19	D	8.78	5.20	D	8.77	5.21	D	8.77	5.21
			制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0	
		D+L (MAX)	14.70	-0.59	D+L (MAX)	14.83	-0.71	D+L (MAX)	14.73	-0.61	D+L (MAX)	14.63	-0.51	D+L (MAX)	14.52	-0.40	
	変動支配	D+L (MIN)	8.57	5.39	D+L (MIN)	8.79	5.19	D+L (MIN)	8.78	5.20	D+L (MIN)	8.77	5.21	D+L (MIN)	8.77	5.21	
		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		制限値	-3.10 ≦ σ c ≦ 24.0		
		D+L (MAX)	13.07	0.35	D+L (MAX)	13.20	0.23	D+L (MAX)	13.12	0.31	D+L (MAX)	13.04	0.39	D+L (MAX)	12.95	0.47	
		D+L (MIN)	8.16	5.14	D+L (MIN)	8.37	4.94	D+L (MIN)	8.36	4.95	D+L (MIN)	8.36	4.96	D+L (MIN)	8.35	4.96	
	耐久性能	制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		制限値	-1.80 ≦ σ c ≦ 16.0		
		曲げ破壊安全度 (F>1.000)	1.425		1.412		1.422		1.432		1.443						

		G1		G2		G3		G4		G5			
せん断に対する 設計	斜引張 応力度 (N/mm ²)	耐用性能	前提条件	0.127		0.133		0.133		0.132			
				制限値 1.200		制限値 1.200		制限値 1.200		制限値 1.200			
			永続支配	0.127		0.133		0.133		0.132		0.132	
				制限値 2.600		制限値 2.600		制限値 2.600		制限値 2.600		制限値 2.600	
			変動支配	0.362		0.366		0.362		0.357		0.353	
				制限値 2.600		制限値 2.600		制限値 2.600		制限値 2.600		制限値 2.600	
	耐久性能	0.304		0.308		0.304		0.301		0.297			
		制限値 2.300		制限値 2.300		制限値 2.300		制限値 2.300		制限値 2.300			
	ウェブ 圧壊耐力	作用せん断力 (kN)	197.0		198.7		197.3		195.9		194.4		
		ウェブ圧壊耐力 (kN)	642.6		642.6		642.6		642.6		642.6		
		安全度 (F>1.000)	3.261		3.234		3.257		3.281		3.306		
	斜引張 破壊耐力	作用せん断力 (kN)	197.0		198.7		197.3		195.9		194.4		
斜引張破壊耐力 (kN)		261.08		261.91		261.21		260.49		259.77			
安全度 (F>1.000)		1.325		1.318		1.324		1.330		1.336			

6.5 桁 1 本状態の耐荷力評価

6.4 の検討では、横締め PC 鋼材が破断することで荷重分配に及ぼす影響を確認した。本項では、横締め PC 鋼材が破断したプレテンション中空床版橋に対して、最低限保有する耐荷力の目安を算出することを目的に、「桁 1 本に集中荷重が作用する状態」を仮定して、桁の状態の評価を試みた。

横締め PC 鋼材が喪失し、横桁部での荷重分配が機能せず、間詰めと桁の縁が切れた状態は、現実の状態としては考えにくいものの、最低限保有している耐力を示すにあたり安全側の余裕を見たものである。なお、桁自体は健全であると仮定して検討する。

検討は、中空床版橋用プレストレストコンクリート橋げた(昭和 50 年建設省制定)の適用支間 10～21m の主桁 1 本を取り上げる。1 等橋 (TL-20 相当) と 2 等橋 (TL-14 相当) それぞれ検討することとし、検討に用いた荷重は、T 荷重 100kN(図- 6.5.1)及び連行荷重(図- 6.5.2)である。

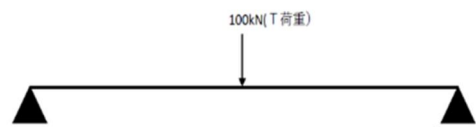


図- 6.5.1 T 荷重(100kN) 载荷イメージ

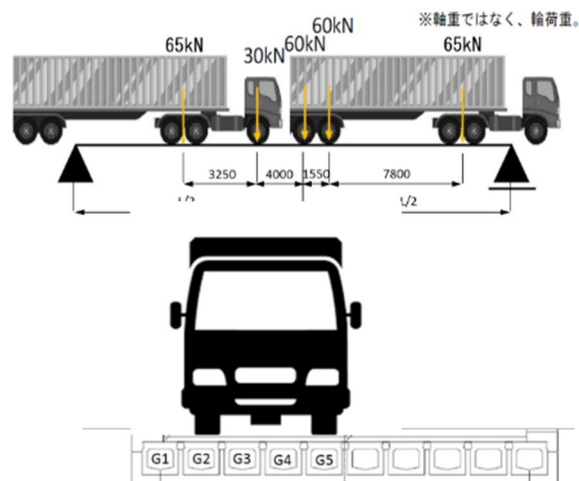


図- 6.5.2 連行荷重 载荷イメージ

6.5.1 曲げに対する検討

1等橋及び2等橋の主桁1本当たりの支間中央部における曲げ破壊荷重及び曲げ破壊安全度を表-6.5.1及び図-6.5.3～図-6.5.5に示す。

表-6.5.1 曲げ破壊荷重と曲げ破壊安全度

【1等橋】							
	支 間 (m)						
	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	
破壊抵抗曲げモーメント M_u (kN・m)	663.28	760.16	870.93	994.37	1148.16	1333.28	
死荷重による曲げモーメント (kN・m)	109.21	136.78	164.74	200.27	238.93	283.09	
荷重Pによる曲げモーメント M_p (kN・m)	554.07	623.38	706.19	794.10	909.23	1050.19	
曲げ破壊輪荷重 P (kN)	221.6	226.7	235.4	244.3	259.8	280.1	
衝撃係数 i 20/50+L	0.333	0.328	0.323	0.317	0.313	0.308	
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t} (kN・m)	333.33	365.16	396.77	428.17	459.38	490.38	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{10t}	1.499	1.514	1.551	1.582	1.644	1.724	
連行荷重による曲げモーメント M_{en} (kN・m)	416.78	472.40	526.37	579.01	630.55	702.06	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{en}	1.261	1.248	1.260	1.276	1.321	1.353	
支 間 (m)							
	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	
破壊抵抗曲げモーメント M_u (kN・m)	1443.24	1641.79	1824.78	2036.40	2252.74	2490.33	
死荷重による曲げモーメント (kN・m)	330.40	383.93	448.31	513.75	580.25	656.74	
荷重Pによる曲げモーメント M_p (kN・m)	1112.84	1257.86	1376.47	1522.65	1672.49	1833.59	
曲げ破壊輪荷重 P (kN)	278.2	296.0	305.9	320.6	334.5	349.3	
衝撃係数 i 20/50+L	0.303	0.299	0.294	0.290	0.286	0.282	
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t} (kN・m)	521.21	551.87	582.35	612.68	642.86	672.89	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{10t}	1.695	1.754	1.770	1.808	1.842	1.873	
連行荷重による曲げモーメント M_{en} (kN・m)	791.53	877.87	961.55	1055.43	1174.94	1290.65	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{en}	1.286	1.301	1.294	1.298	1.283	1.279	
【2等橋】							
	支 間 (m)						
	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	
破壊抵抗曲げモーメント M_u (kN・m)	562.46	663.28	760.10	870.97	994.30	1097.04	
死荷重による曲げモーメント (kN・m)	110.46	138.36	172.83	202.16	241.43	286.11	
荷重Pによる曲げモーメント M_p (kN・m)	452.00	524.92	587.27	668.81	752.87	810.93	
曲げ破壊輪荷重 P (kN)	180.8	190.9	195.8	205.8	215.1	216.2	
衝撃係数 i 20/50+L	0.333	0.328	0.323	0.317	0.313	0.308	
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t} (kN・m)	333.33	365.16	396.77	428.17	459.38	490.38	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{10t}	1.267	1.317	1.334	1.382	1.419	1.413	
連行荷重による曲げモーメント M_{en} (kN・m)	416.78	472.40	526.37	579.01	630.55	702.06	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{en}	1.067	1.086	1.087	1.115	1.140	1.110	
支 間 (m)							
	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	
破壊抵抗曲げモーメント M_u (kN・m)	1260.53	1386.11	1567.75	1758.89	1963.94	2168.17	
死荷重による曲げモーメント (kN・m)	334.16	388.34	452.97	519.11	586.64	663.93	
荷重Pによる曲げモーメント M_p (kN・m)	926.37	997.77	1114.78	1239.78	1377.30	1504.24	
曲げ破壊輪荷重 P (kN)	231.6	234.8	247.7	261.0	275.5	286.5	
衝撃係数 i 20/50+L	0.303	0.299	0.294	0.290	0.286	0.282	
荷重100kNによる曲げモーメント M_{10t} (kN・m)	521.21	551.87	582.35	612.68	642.86	672.89	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{10t}	1.474	1.474	1.514	1.554	1.597	1.622	
連行荷重による曲げモーメント M_{en} (kN・m)	791.53	877.87	961.55	1055.43	1174.94	1290.65	
曲げ破壊安全度 F M_u / M_{en}	1.120	1.095	1.108	1.117	1.115	1.109	

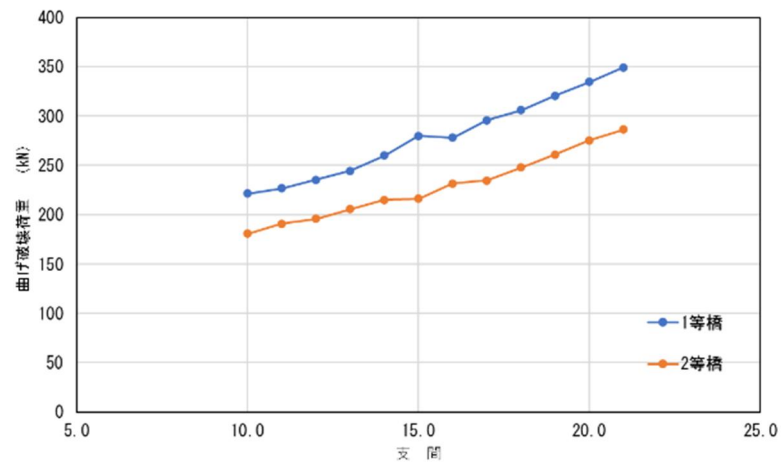


図- 6.5.3 桁 1 本当たりの曲げ破壊荷重

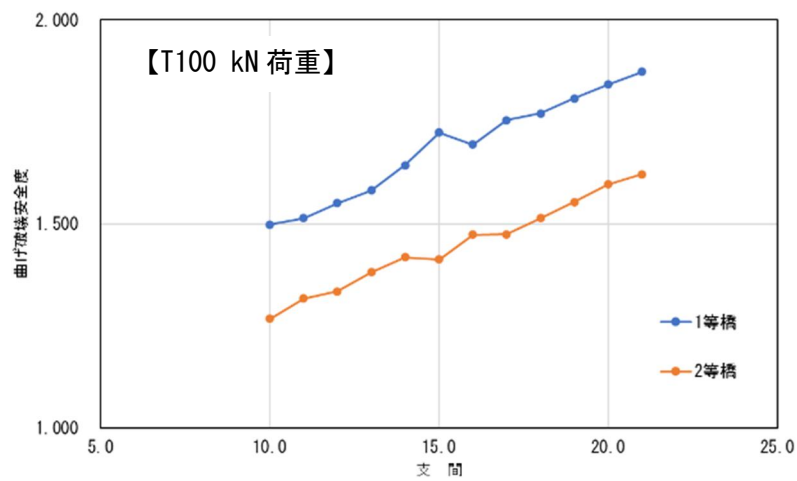


図- 6.5.4 桁 1 本当たりの曲げ破壊安全度 (T100kN 荷重)

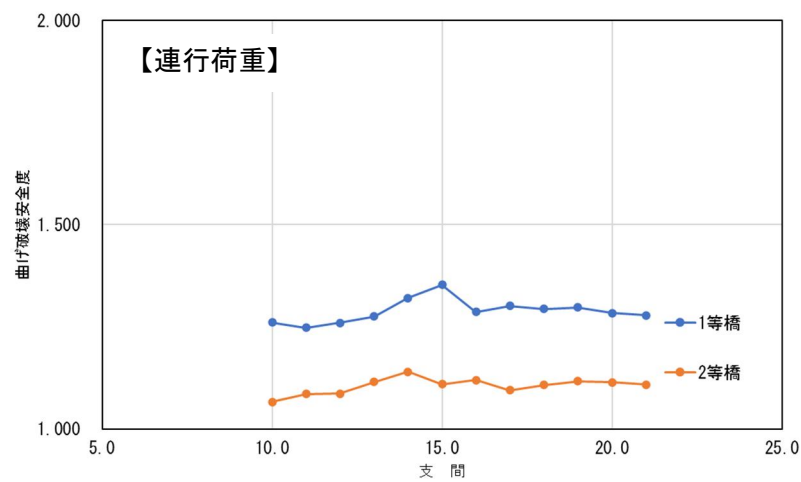


図- 6.5.5 桁 1 本当たりの曲げ破壊安全度 (連行荷重)

- ① 昭和 50 年建設省制定の中空床版橋プレストレストコンクリート橋げた(支間 10～21m)は、T 荷重 100kN 及び連行荷重ともに曲げ破壊安全度は 1.0 以上であることが確認された

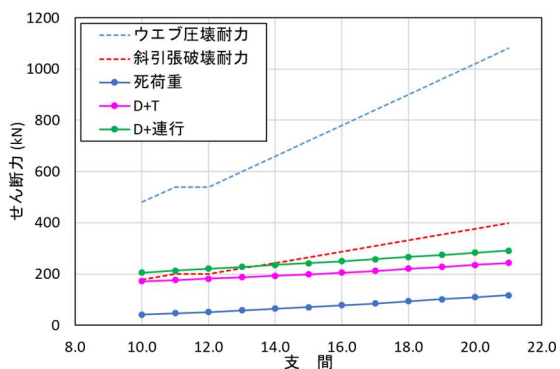
6.5.2 セン断に対する検討

1 等橋及び 2 等橋の主桁 1 本当りりの支点の 1/2 桁高点におけるせん断耐力を表- 6.5.2 に、桁 1 本当りりのせん断耐力和設計断面力を図- 6.5.6 に示す。

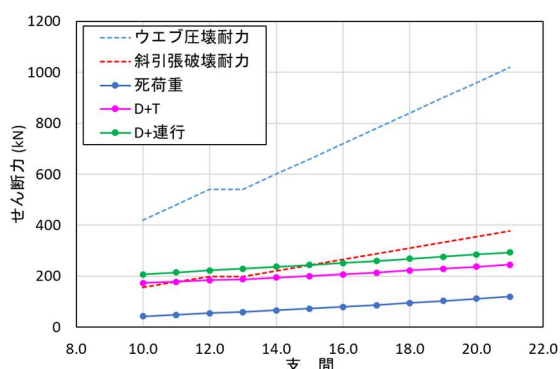
表- 6.5.2 桁 1 本当りりのせん断耐力

【 1 等橋】													
支間長	桁高	ウェブ厚	スターラップ	Sc	Ss	Sus	Suc	死荷重	活荷重	連行	D+T	D+連行	
									100kN	60-60-30			
10.0	450	100	D10	ctc200	104	73.2	177.2	480	41.3	130.3	164.3	171.6	205.6
11.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	46.8	129.8	166.4	176.6	213.2
12.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	51.9	129.5	168.5	181.4	220.4
13.0	550	100	D10	ctc200	130	91.5	221.5	600	58.0	129.0	169.7	186.9	227.7
14.0	600	100	D10	ctc200	143	100.6	243.6	660	64.3	128.4	170.7	192.8	235.0
15.0	650	100	D10	ctc200	156	109.8	265.8	720	70.9	127.9	171.5	198.8	242.4
16.0	700	100	D10	ctc200	169	118.9	287.9	780	77.7	127.5	172.1	205.1	249.8
17.0	750	100	D10	ctc200	182	128.1	310.1	840	84.7	127.0	172.6	211.7	257.3
18.0	800	100	D10	ctc200	195	137.2	332.2	900	93.9	126.5	173.0	220.4	266.9
19.0	850	100	D10	ctc200	208	146.4	354.4	960	101.6	126.1	173.3	227.7	274.8
20.0	900	100	D10	ctc200	221	155.5	376.5	1020	109.5	125.7	173.5	235.2	283.0
21.0	950	100	D10	ctc200	234	164.7	398.7	1080	117.6	125.3	173.6	242.9	291.3

【 2 等橋】													
支間長	桁高	ウェブ厚	スターラップ	Sc	Ss	Sus	Suc	死荷重	活荷重	連行	D+T	D+連行	
									100kN	60-60-30			
10.0	400	100	D10	ctc200	91	64.0	155.0	420	42.1	130.7	164.8	172.7	206.9
11.0	450	100	D10	ctc200	104	73.2	177.2	480	47.7	130.1	166.9	177.8	214.6
12.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	54.5	129.5	168.5	184.0	222.9
13.0	500	100	D10	ctc200	117	82.3	199.3	540	58.9	129.2	170.1	188.1	229.0
14.0	550	100	D10	ctc200	130	91.5	221.5	600	65.4	128.7	171.1	194.1	236.5
15.0	600	100	D10	ctc200	143	100.6	243.6	660	72.0	128.2	171.8	200.2	243.9
16.0	650	100	D10	ctc200	156	109.8	265.8	720	79.0	127.7	172.4	206.6	251.4
17.0	700	100	D10	ctc200	169	118.9	287.9	780	86.1	127.2	172.9	213.3	259.0
18.0	750	100	D10	ctc200	182	128.1	310.1	840	95.2	126.7	173.3	221.9	268.5
19.0	800	100	D10	ctc200	195	137.2	332.2	900	103.0	126.3	173.5	229.3	276.5
20.0	850	100	D10	ctc200	208	146.4	354.4	960	111.1	125.8	173.7	236.9	284.8
21.0	900	100	D10	ctc200	221	155.5	376.5	1020	119.3	125.4	173.9	244.7	293.2



a) 1 等橋



b) 2 等橋

図- 6.5.6 桁 1 本当りりのせん断耐力和設計断面力

- ① (1等橋主桁)においては、支間 13m 以下の主桁で連行荷重によるせん断力が斜引張破壊耐力を上回る。
- ② (2等橋主桁)においては、支間 15m 以下の主桁で連行荷重、支間 11m 以下で T 荷重 100kN によるせん断力が斜引張破壊耐力を上回る。

6.6 ケーススタディ検討結果総括

横締め PC 鋼材の破断により荷重分配機能の低下をモデル化したケーススタディにより、以下の事項が確認された。

・荷重分配性状

- ① 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配機能は低下し、破断した中間横桁箇所が多くなるほどその影響は大きくなる (表- 6.4.2)。
- ② 両端支点横桁の破断は、L 荷重によって主桁に生じる最大曲げモーメントに影響を及ぼさない (表- 6.4.2)。
- ③ 荷重分配機能低下による活荷重断面力の増加は、L 荷重に比べて、T 荷重を載荷したときの方が大きくなる傾向が見られた。T 荷重により断面が決定されている橋梁の場合は、注意が必要と思われる (図- 6.4.9)。

・耐荷力の評価

- ① 中間横桁の剛性を失うことにより荷重分配機能は低下し、主桁毎の応力変動は大きくなり、破断した中間横桁箇所が多くなるほどその影響は大きくなる。
- ② 本ケーススタディでは、横締め PC 鋼材の喪失による横桁の荷重分配機能低下により、各桁の作用断面力は変動するものの、限界状態 1 及び限界状態 3 の照査で、制限値を超過するケースは確認されなかった (表- 6.4.3)。

・結果のまとめ

本ケーススタディでは、実橋にて横締め PC 鋼材の破断が生じた際の、緊急的に行う調査時に、橋が保有している耐荷力の目安を示すため、相当に安全側と考えた手法で評価したものである。全数の横締め PC 鋼材が喪失して、荷重分配機能がなくなったことを想定して、主桁 1 本に輪荷重が作用したケースでの、中空床版橋用プレストレストコンクリート橋げた(昭和 50 年建設省制定)の主桁 1 本当たりの耐荷力の評価によって、以下が確認された。また、ケーススタディを取りまとめたものを表- 6.6.1 に示す。

- ① T 荷重 100kN 及び連行荷重による曲げ破壊安全度は 1.0 以上である。
- ② T 荷重 100kN 及び連行荷重により支間 15m 以下の短い主桁では、作用せん断力が斜引張破壊耐力を上回るケースがあった。

- ③ 連行荷重は、図-6.5.2 に示すように大型車両を満載荷した状態を想定しており、これを満足する橋長は”○”評価とした。○評価においては、横締め PC 鋼材が破断しても桁が突然破断する可能性は低いと考えられ、交通規制までは不要と考えられる。
- ④ T 荷重は、図-6.5.1 に示すように、100kN を支間中央に載荷しており、これを満足する橋長は”△”評価とした。△評価においては、横締め PC 鋼材が破断しても桁として耐荷力のある程度有している。
- ⑤ ③、④を満足しない橋長は”×”評価とした。×評価においては、モデル化された計算上は耐荷力を満足しない可能性があり、6.4 に示した照査を行う等、耐荷力を評価できるまでは交通規制を行う方が安全と考えられる。

以上のことから、横締め PC 鋼材が破断したとしても、ただちに落橋するような致命的な状態には至りにくい可能性が示された。

なお、これらの結果を取り扱うにあたっては、以下の注意点を考慮する必要がある。

- ⑥ 上記③、④の評価は横締め PC 鋼材の破断のみを考慮しており、前提として ASR や塩害等による主桁の耐荷力の低下や、床版の土砂化や踏み抜き、支承の機能不全など、橋の耐荷力に影響を及ぼす損傷が生じていないことが条件となるため、緊急的な調査にあたり点検調書等により損傷の確認は必要となる。
- ⑦ 桁には引張応力が発生しており、ひびわれ発生の可能性があることや、ただちに破壊には至らない可能性は高いものの、横締め PC 鋼材破断後の桁の疲労に対する耐久性や、内部鋼材の腐食に対する耐久性について知見がなく、耐久性の確保に懸念が生じることが想定される。
- ⑧ 調査時点で未突出の横締め PC 鋼材についても、同一の材料と方法による施工であることから、グラウト未充填箇所や水みちが存在し、突出に至るリスクがある。特に、供用を続けることで、活荷重による衝撃の影響は免れないことを考えれば、衝撃の影響により新たな突出が生じることを前提に対応することが安全側となる。例えば、第三者被害防止が求められる橋では、桁の耐荷力に余裕を有しているとしても、ただちに交通規制や突出防護などの対策を行い、その後に通行条件を検討するなど、一連の対応を行うことが必要と考えられる。

表- 6.6.1 ケーススタディまとめ

		1等橋						2等橋							
橋長 (m)	項目	曲げ照査			せん断照査			総合 評価	曲げ照査			せん断照査			総合 評価
		曲げ破壊 安全度	制限値	せん断力	せん断力	斜め引張 破壊耐力	ウェーブ圧 壊耐力		曲げ破壊 安全度	制限値	せん断力	せん断力	斜め引張 破壊耐力	ウェーブ圧 壊耐力	
		F(D+連行)	-	S(D+T荷重)	S(D+連行)	Sus	Suc		F(D+連行)	-	S(D+T荷重)	S(D+連行)	Sus	Suc	
L=10.0	決定ケース 評価	1.261	1.0	171.6	205.6	177.2	480.0	△	1.067	1.0	172.7	206.9	155.0	420.0	×
L=11.0	決定ケース 評価	1.248	1.0	176.6	213.2	199.3	540.0	△	1.086	1.0	177.8	214.6	177.2	480.0	×
L=12.0	決定ケース 評価	1.260	1.0	181.4	220.4	199.3	540.0	△	1.087	1.0	184.0	222.9	199.3	540.0	△
L=13.0	決定ケース 評価	1.276	1.0	186.9	227.7	221.5	600.0	△	1.115	1.0	188.1	229.0	199.3	540.0	△
L=14.0	決定ケース 評価	1.321	1.0	192.8	235.0	243.6	660.0	○	1.140	1.0	194.1	236.5	221.5	600.0	△
L=15.0	決定ケース 評価	1.353	1.0	198.8	242.4	265.8	720.0	○	1.110	1.0	200.2	243.9	243.6	660.0	△
L=16.0	決定ケース 評価	1.286	1.0	205.1	249.8	287.9	780.0	○	1.120	1.0	206.6	251.4	265.8	720.0	○
L=17.0	決定ケース 評価	1.301	1.0	211.7	257.3	310.1	840.0	○	1.095	1.0	213.3	259.0	287.9	780.0	○
L=18.0	決定ケース 評価	1.294	1.0	220.4	266.9	332.2	900.0	○	1.108	1.0	221.9	268.5	310.1	840.0	○
L=19.0	決定ケース 評価	1.298	1.0	227.7	274.8	354.4	960.0	○	1.117	1.0	229.3	276.5	332.2	900.0	○
L=20.0	決定ケース 評価	1.283	1.0	235.2	283.0	376.5	1020.0	○	1.115	1.0	236.9	284.8	354.4	960.0	○
L=21.0	決定ケース 評価	1.279	1.0	242.9	291.3	398.7	1080.0	○	1.109	1.0	244.7	293.2	376.5	1020.0	○

6.7 ケーススタディから得られた知見

前述までに、横締め PC 鋼材の破断や突出に対する耐荷力評価として、横締め PC 鋼材の喪失に伴う荷重分配性状の低下を考慮した格子解析を実施して、PC 単純床版橋の主桁に対する曲げモーメント並びにせん断力に対する照査結果を示した。

今回のケーススタディでは、横締め PC 鋼材喪失パターンをパラメーターとして検討したが、全ての横桁横締めが喪失したケース(CASE-C)でも、主桁の曲げモーメント並びにせん断力の計算値は、制限値内であった。また、横桁機能消失により、荷重分配機構を消失したケースで、プレテンション PC 中空床版桁 1 本に、集中的に輪荷重が作用した場合でも、A 活荷重や B 活荷重用の各支間で定められている標準仕様(JIS A 5373)では、曲げ破壊安全度やせん断耐力は、概ね、制限値内であることが確認された。以上のケーススタディからは、他の劣化等の懸念する事項がないならば、横締め PC 鋼材の破断や突出により、横桁の荷重分配機能が低下しても、ただちに、橋梁の崩壊や落橋に至ることは生じにくい事が分かった。

実際の管理橋梁で、横締め PC 鋼材の突出が確認された場合、緊急的に当該橋梁の耐荷性能の観点による通行制限の必要性については、6.5 に示す検討方法で評価することが考えられる(表-6.6.1 が参考となる)。そして、通行の判断を速やかに行った後に、6.4 に示す検討方法にて、恒久的な対応方法について検討することも可能と考えられる。なお、対策検討においては、耐久性能や第三者被害の観点並びに施工時の安全性確保による検討も必要となる。対策については、損傷事例の調査を踏まえた PC 鋼材破断に対する維持管理について 5.3 に記載している。PC 鋼材破断時の活荷重に対する耐荷力の評価フローを図- 6.7.1 に示す。

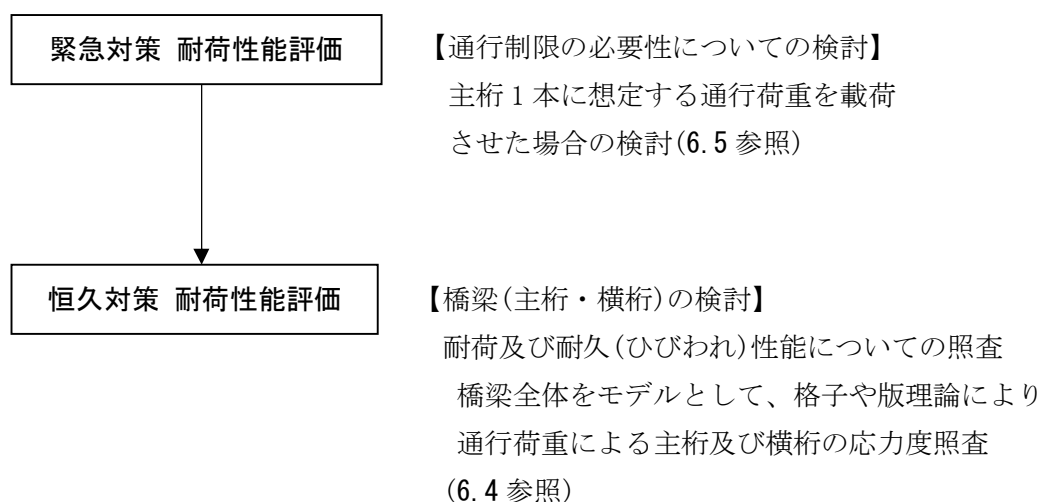


図- 6.7.1 PC 鋼材の突出が発生したときの検討の流れの例

7章. まとめ ～維持管理の参考となる知見の整理～

本研究では、プレテンション PC 床版橋における横締め PC 鋼材の破断や突出に関し、以下の観点から維持管理において参考となる知見を得ることを試みた。

- ①使用する材料や施工機械に関する技術の変遷から、点検や調査において考慮すべき事項
- ②実際の損傷事例に基づき、横締め PC 鋼材が破断に至った時の外観変状の特徴
- ③損傷事例により得られた特徴の確認としての現地調査
- ④突出が発生した場合の計算上の耐荷力のケーススタディ並びに実務における耐荷力評価方法の合理化

7.1 使用する材料や施工機械の変遷から得られた知見

(1) PC 鋼材、グラウト、間詰めコンクリートの技術の変遷から見る PC 鋼材破断リスク

技術の変遷にともない、PC 鋼材の破断・突出リスクは相対的に下がっていることが分かった。よって、破断・突出リスクに着目した点検や調査においては、建設年代を調査すること、横締め PC 鋼材の長さを幅員等から確認することが考えられる。具体的には、大きく以下の 4 つのフェーズに分けられると考えられ、リスクの相対的な違いの目安になるものと考えられる。

(2) PC 鋼材破断リスクの目安となる閾値

- ①1980 年以前に建設された場合、横締め PC 鋼材には PC 鋼棒が用いられていること、当時のグラウト材料はブリーディングが生じやすく空隙のリスクが相対的に高いこと、シースの空隙率も小さいことから、グラウト充填不良のリスクが相対的に大きい。また、間詰めコンクリートのワーカビリティも低いことから、プレキャスト部材と場所打ち間詰めとの界面からの漏水等による PC 鋼材破断リスクも相対的に大きいと言える。
- ②1980 年～1996 年ごろに建設された場合、鋼材長 8m 未満の場合、標準的に PC 鋼棒が用いられており、リスクは 1980 年以前と同程度と考えられるが、8m 以上においては PC 鋼線が用いられるようになり、鋼棒の接続カップラーによる充填不良のリスクは相対的に低減している。また、間詰めコンクリートのワーカビリティはやや改善しているものの、現行の基準と比べると相対的にリスクを有している。グラウト材やシースについては 1980 年以前と同程度のリスクを有する。したがって、1980 年以前よりは PC 鋼材破断リスクは相対的に小さいものの、ある程度のリスクを有していると考えられる。
- ③1997 年～2001 年ごろに建設された場合、鋼材長 8m 未満の場合、PC 鋼棒が用いられている可能性が残るものの、ノンブリーディングタイプのグラウト材が推奨されるようになり、シースの空隙率も大きくなったことから、グラウト充填不良のリスクは相対的に小さくなっている。また、グラウト流量計を使用するようになり、明らかな充填不足(一部の区間でほとんど入っていないようなケース)は減っていると考えられ、

PC 鋼材破断のリスクは小さいと考えられる。

- ④2002 年ごろ以降に建設された場合、ほとんど PC 鋼より線が用いられており、ノンブリーディングタイプが標準となったことから、グラウト充填不良のリスクはさらに小さくなっている。また、間詰めコンクリートのワーカビリティも向上しており、道示に橋面防水が規定化されたことで設置されている可能性も高いため、PC 鋼材破断のリスクはかなり相対的に小さくなっていると考えられる。

7.2 損傷事例調査及び現地調査から得られた知見

(1) 損傷事例調査から得られた、横締め PC 鋼材破断時の橋の変状

4.1 の事例調査で取り上げ、5.1 で整理した 5 件の損傷事例（Ⅰ橋～Ⅴ橋）では、全ての事例において間詰部に漏水跡が、Ⅰ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴの事例で排水装置に異常が見られている。また、定着部付近のうきなどの変状はⅡとⅤで見られている。全ての橋で PC 鋼材破断前に断面修復やひびわれ修復といったコンクリートの補修を行っており、ⅡとⅣの橋では橋面防水などの止水工も行っていた。なお、漏水跡などの変状の程度や橋梁形式（桁形状）と、PC 鋼材破断との相関は確認できなかった。

(2) 技術の変遷との関係

技術変遷との対比では、損傷事例Ⅰ～Ⅴの全ての橋が 1980 年以前に建設されており、全幅員（≡鋼材長）が 8m を超えていた。現地調査にて確認した箇所でも、横締め PC 鋼材の破断歴がある橋（F,N,O,V,W 橋）の全てが 1980 年以前に建設されており、破断の疑いがある橋（Ⅰ,U 橋）まで含めても U 橋以外は全幅員が 8m を超えていた。

(3) 維持管理における知見

横締め PC 鋼材の破断には水の影響が関係しており、点検時には水の痕跡を確認する必要がある。一方で、定着部周辺の変状は必ずしも見られるとは限らないことが分かり、定着部周辺において変状がなくても疑いなくなるわけではないことに注意が必要である。また、橋面防水を行っていても横締め PC 鋼材が突出した事例（Ⅱ、Ⅳ）からは、防水層が劣化して再び水の供給が行われたり、橋面以外の経路から水が供給されていたり、既に鋼材腐食が進んでおり橋面防水をしても劣化が進んでしまったことが考えられた。

現地調査の結果からは、Ⅴ橋のように補修後に遊離石灰などの変状が発生していないケースもある一方で、F 橋、Ⅰ橋、M 橋、R 橋など多くの橋では補修後に変状が進展していた。横締め PC 鋼材破断の原因となる変状の要因を正しく突き止め、適切な処置を行えば横締め PC 鋼材の破断リスクを抑制できるが、適切な処置を行わないと補修の効果が得られないことが示唆された。

7.3 耐荷力評価のケーススタディから得られた知見

(1) 荷重分配機能の低下を格子モデルで再現したケーススタディ

実橋にて横締め PC 鋼材の破断が生じた際の、緊急的な調査・点検時に保有している耐荷力の目安を示すため、横締め PC 鋼材の破断により荷重分配機能の低下をモデル化したケーススタディを行った。

PC 鋼材の破断を模擬して中間横桁の剛性を失わせると荷重分配機能は低下し、破断箇所が多いほどその影響は大きくなることが分かった。荷重分配機能の低下にともない、主桁に作用する最大応力度も大きくなる傾向が見られたものの、本ケースでは主桁の限界状態 3 を超過することは無かった。一方で、端支点横桁の剛性を失わせても影響は小さかった。また、荷重分配機能低下による活荷重断面力変化の影響は、T 荷重の方が大きくなる傾向が見られた。T 荷重により断面が決定されている橋梁の場合は、注意が必要と思われる。

(2) 主桁 1 本に輪荷重を作用させるケーススタディ

実橋にて横締め PC 鋼材の破断が生じた際の、緊急的な調査・点検時に交通規制の要否の目安を示すため、全数の横締め PC 鋼材が喪失して、荷重分配機能がなくなったことを想定して、主桁 1 本に輪荷重が作用したケースでの、中空床版橋用プレストレストコンクリート橋げた(昭和 50 年建設省制定)の主桁 1 本当たりの耐荷力の照査を行った。

曲げに対しては、全てのケースで耐荷性能を有していたが、連行荷重を乗せた場合は支間 15m 以下、T 荷重を乗せた場合は支間 13m 以下の短い主桁において、作用せん断力が斜引張破壊耐力を上回った。なお、評価は横締め PC 鋼材の破断のみを考慮しており、前提として ASR や塩害等による主桁の耐荷力の低下や、床版の土砂化や踏み抜き、支承の機能不全など、橋の耐荷力に影響を及ぼす損傷が生じていないことが条件となるため、緊急調査にあたり点検調書等により損傷の確認は必要となる。

(3) 維持管理における知見

横締め PC 鋼材が破断したとしても、ただちに落橋するような致命的な状態には至らない可能性が示された。ただし、桁には引張応力が発生しており、ひびわれ発生の可能性があること、ただちに破壊には至らない可能性は高いものの、横締め PC 鋼材破断後の桁の疲労や腐食に対する耐久性について知見がなく、耐久性の確保に懸念が生じることが想定された。

また、調査時点で未突出の横締め PC 鋼材についても、同一の施工であることから、供用を続ける場合には突出リスクを考慮する必要がある。供用を続けることで衝撃の影響は免れないことを考えれば、突出が生じることを前提に第三者被害防止を求める橋では、交通規制をただちに行い、突出防護などの対策を講じることが必要と考えられる。

