

ケーブル破断を想定した既設PC上部構造の
破壊過程と耐荷性能評価に関する研究

吉田 英二

目 次

| | |
|--|----|
| 第 1 章 序論 | 1 |
| 1.1 研究の背景 | 1 |
| 1.2 本研究の目的 | 6 |
| 1.3 本論文の内容及び構成 | 8 |
| 参考文献 | 10 |
| 第 2 章 既往の研究と本研究の課題 | 12 |
| 2.1 PC 橋の損傷実態 | 12 |
| 2.1.1 グラウト充填不足に起因した落橋事例 | 13 |
| 2.1.2 グラウト充填不足に起因した損傷事例 | 14 |
| 2.2 グラウト充填不足に起因とした損傷に対する PC 橋の維持管理 | 21 |
| 2.3 損傷を有する PC 橋への非破壊検査の適用性 | 26 |
| 2.3.1 残存プレストレスの評価 | 28 |
| 2.3.2 ケーブルの破断位置の推定 | 31 |
| 2.3.3 グラウト充填有無の判定 | 33 |
| 2.3.4 非破壊検査の適用に関する留意事項 | 36 |
| 2.4 既設 PC 橋の耐荷性能評価に関する既往の研究 | 36 |
| 2.4.1 ケーブル破断が生じた PC 桁の耐荷性能評価 | 37 |
| 2.4.2 PC 上部構造全体の耐荷性能評価 | 39 |
| 2.5 本研究の課題 | 41 |
| 参考文献 | 42 |
| 第 3 章 定着部付近におけるケーブル破断が PC 箱桁の耐荷性能に及ぼす影響 | 45 |
| 3.1 概説 | 45 |
| 3.2 実験概要 | 46 |
| 3.2.1 供試体 | 46 |
| 3.2.2 ケーブル破断の模擬 | 48 |
| 3.2.3 高出力 X 線透過法によるグラウト充填・未充填の境界領域の可視化 | 48 |
| 3.2.4 供試体の設計 | 51 |
| 3.2.5 実験方法 | 53 |
| 3.2.6 測定項目 | 55 |
| 3.3 実験結果 | 56 |
| 3.3.1 変位性状 | 56 |
| 3.3.2 破壊性状 | 59 |
| 3.3.3 スターラップのひずみ | 62 |
| 3.3.4 実験結果の考察 | 64 |

| | |
|--|----|
| 3.4 数値解析の概要 | 65 |
| 3.4.1 解析モデル | 65 |
| 3.4.2 ケーブル破断のモデル化 | 66 |
| 3.4.3 材料構成則 | 67 |
| 3.4.4 解析方法 | 70 |
| 3.5 解析結果 | 70 |
| 3.5.1 ケーブル破断直後の軸方向のプレストレス分布 | 70 |
| 3.5.2 支間中央の荷重-変位曲線 | 71 |
| 3.5.3 ひび割れ性状 | 71 |
| 3.6 ケーブルの破断箇所の違いが PC 箱桁の立体挙動に及ぼす影響 | 73 |
| 3.7 定着部付近でケーブル破断した既設 PC 箱桁橋の耐荷性能評価の考え方 | 75 |
| 3.8 本章の結論 | 79 |
| 参考文献 | 79 |

第 4 章 実橋 PC 桁橋を対象とした載荷試験の実施と破壊過程の考察 81

| | |
|----------------------------|-----|
| 4.1 概説 | 81 |
| 4.2 実橋梁の載荷試験の目的 | 82 |
| 4.3 旧築別橋の概要 | 84 |
| 4.3.1 旧築別橋の損傷状況 | 84 |
| 4.3.2 載荷試験の対象径間（第一径間）の損傷状況 | 85 |
| 4.4 実験概要 | 87 |
| 4.4.1 耐荷力の推定 | 87 |
| 4.4.2 事前調査（残存プレストレス量の調査） | 88 |
| 4.4.3 試験装置の概要 | 90 |
| 4.4.4 試験方法 | 92 |
| 4.4.5 測定項目 | 92 |
| 4.5 実験結果 | 94 |
| 4.5.1 破壊性状 | 94 |
| 4.5.2 各測定データの結果 | 96 |
| 4.6 実験結果の考察 | 101 |
| 4.6.1 当時の設計思想からみた上部構造の耐荷力 | 101 |
| 4.6.2 上部構造の破壊過程の考察 | 102 |
| 4.7 本章の結論 | 103 |
| 参考文献 | 104 |

第 5 章 PC 桁橋上部構造評価のための簡易解析手法を用いた耐荷力評価モデルの構築 106

| | |
|-------------------|-----|
| 5.1 概説 | 106 |
| 5.2 骨組みモデルによる再現検証 | 106 |

| | | |
|-------------------|--------------------------------------|------------|
| 5.2.1 | 解析手法 | 107 |
| 5.2.2 | 材料構成測 | 108 |
| 5.2.3 | 解析結果 | 108 |
| 5.3 | 主桁のねじり剛性を拡張した骨組みモデルによる再現検証 | 109 |
| 5.3.1 | 主桁のねじり剛性の拡張 | 110 |
| 5.3.2 | 解析手法 | 111 |
| 5.3.3 | 解析結果 | 111 |
| 5.4 | 荷重分配効果の改善を目的とした骨組みモデルによる実験の再現検証 | 113 |
| 5.4.1 | 解析手法 | 113 |
| 5.4.2 | 解析結果 | 114 |
| 5.5 | 拡張骨組みモデルによる実験の再現検証 | 116 |
| 5.5.1 | 解析方法 | 116 |
| 5.5.2 | 材料構成則 | 117 |
| 5.5.3 | 解析結果 | 120 |
| 5.6 | 上部構造のねじり | 124 |
| 5.7 | 本章の結論 | 126 |
| | 参考文献 | 127 |
| | | |
| 第 6 章 | ケーブル破断を想定した PC 桁橋上部構造の応答特性の評価 | 128 |
| 6.1 | 概説 | 128 |
| 6.2 | 解析概要 | 129 |
| 6.2.1 | 解析方法 | 129 |
| 6.2.2 | 解析ケース | 130 |
| 6.2.3 | ケーブル破断のモデル化 | 131 |
| 6.3 | 解析結果 | 131 |
| 6.3.1 | 活荷重倍率 | 131 |
| 6.3.2 | 活荷重載荷時における変位量 | 133 |
| 6.3.3 | 支間中央における発生曲げモーメント | 134 |
| 6.3.4 | 鋼材破断量と活荷重倍率との関係 | 135 |
| 6.4 | 既設 PC 桁橋上部構造の耐荷性能評価の考え方 | 136 |
| 6.5 | 本章の結論 | 138 |
| | 参考文献 | 139 |
| | | |
| 第 7 章 | 結論 | 140 |
| 7.1 | 概説 | 140 |
| 7.2 | 本研究で得られた結論 | 140 |
| 7.3 | 今後の課題 | 143 |
| | | |
| 関連公表論文・報告書 | | 144 |

第1章 序論

1.1 研究の背景

プレストレストコンクリート橋（以下、PC 橋）は、耐久性に優れた橋梁である。すなわち、高強度のコンクリートを使用し、かつ PC 鋼材（以下、ケーブル）によりコンクリートに導入されているプレストレスによりひび割れが制御されているため、外部からの劣化因子の侵入に対して高い抵抗性を有する特徴を有している。また、ひび割れが発生しない条件下では、荷重によるひずみ変動が小さく疲労耐久性にも優れる。

これまでに建設された国内における PC 橋は、1940 年代後半以降、右肩あがりに建設数が増加し、1970 年代に建設ピークを迎えている（図-1.1）。橋長 15m 以上のものだけでも既に約 17 万橋の道路橋が建設されており、そのうち約 7 万橋程度（約 4 割）は PC 橋が占める（図-1.2）。また、全国で約 17 万橋存在するが、その約 8 割の約 13 万橋は都道府県や市町村道であり地方自治体が管理している（図-1.3）。

国内における PC 橋の歴史は、1951 年に建設されたプレテンション方式の PC 桁を使用した長生橋^{1.2)}（支間 3.8m、単純スラブ桁）（写真-1.1）から始まった。長生橋は、2001 年に河川改修によって撤去され、一部は七尾市郊外に移設されたが、一部の撤去された桁については材料試験や載荷試験などが行われた。その結果、コンクリート強度は設計基準強度を大きく上回っており、ケーブルはほとんど腐食しておらず、耐荷性能も十分有していたと報告されている^{1.3),1.4)}。1953 年には、国内初のポストテンション方式（セグメント方式）の PC 橋として、十郷橋^{1.5)}（支間 7.0m、単純 T 桁）（写真-1.2）が建設された。その翌年には第一大戸川橋梁^{1.6)}（支間 30m、I 形単線 4 主桁）が最初の本格的なポストテンション方式の PC 鉄道橋として建設された。いずれも、半世紀以上の供用を経ても健全な状態であったことが調査結果によって明らかになっている。このように、建設後半世紀以上を経ても健全な状態を維持しており、PC 橋が耐久性に優れていることを実証するものである。

一方で、供用を開始して比較的早い時期から劣化現象が見られる PC 橋も実在する。PC 橋においても、鉄筋コンクリート橋（以下、RC 橋）と同様に塩害環境下での鋼材腐食やコンクリートのひび割れなどの劣化現象が確認されているが、PC 橋の中でもポストテンション方式の PC 橋の特有の問題で、かつ塩害環境下で劣化の進行を早めたものとして、シース内の PC グラウト（以下、グラウト）の充填が不十分であることに起因するケーブルの腐食や破断などがある。

国外の事例として、1985 年にイギリスの Ynys-y-Gwas 橋^{1.7),1.8)}（支間 18.3m、セグメント桁、1953 年竣工）（写真-1.3(a)）で、2000 年にはアメリカのノースカロライナ歩道橋^{1.9)}（支間 18.3m、セグメント桁、1995 年竣工）（写真-1.3(b)）で落橋事故が発生している。国内では、1989 年に長野県の新管橋^{1.10)}（支間 25m、セグメント桁、1965 年竣工）（写真-1.3(c)）で、1990 年には岐阜県の島田橋^{1.10)}（橋長 38m、ゲルバー式 PC 斜長橋、1963 年竣工）（写真-1.3(d)）で落橋事故が発生している。また、落橋には至らなかったもの、塩害橋で代表される山形県の暮坪陸橋^{1.11)}（橋長 40m、単純ポステン T 桁、1965 年竣工）（写真-1.4(a)）や滋賀県の近江大橋^{1.12)}（橋長 1290m、単純ポステン T 桁、1974 年竣工）（写真-1.4(b)）、新潟県の妙高大橋（橋長 300m、セグメント箱桁、1972 年竣工）（写真-1.4(c)）で、ケーブルの腐食や破断した事例が報告されている^{1.13)}。妙高大橋では、詳細調査により確認された範囲で 22 本のケーブルの破断が生じていることがわかった。緊急対策として、車両規制とその補強対策として外ケーブルが補強

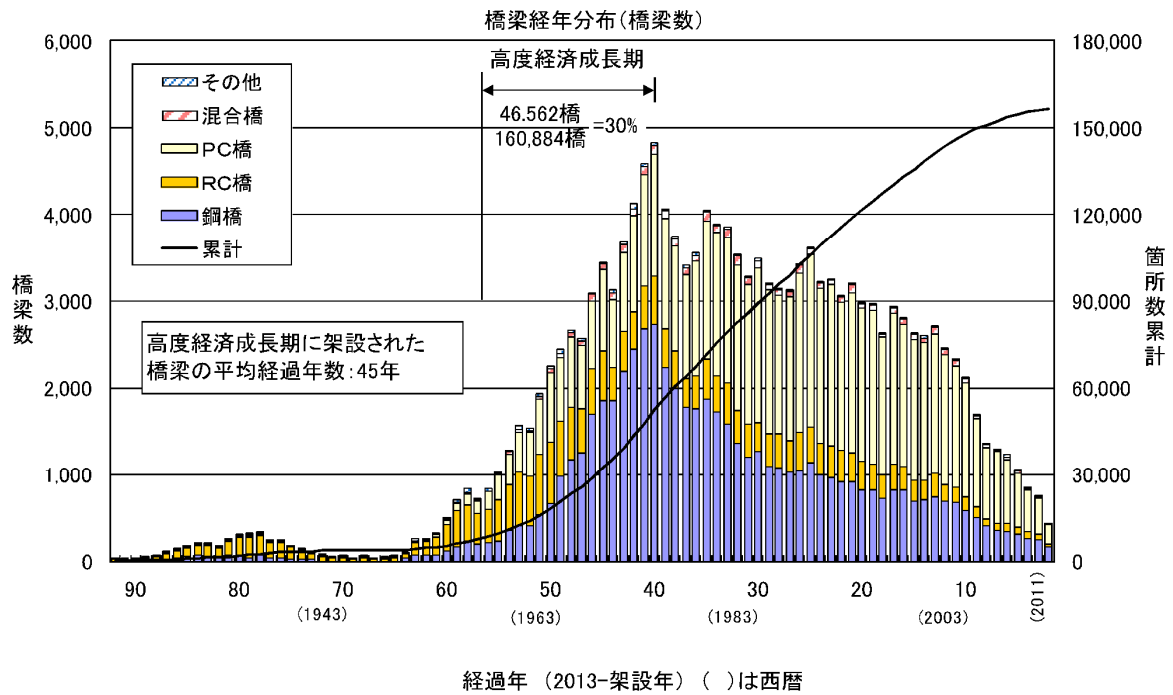
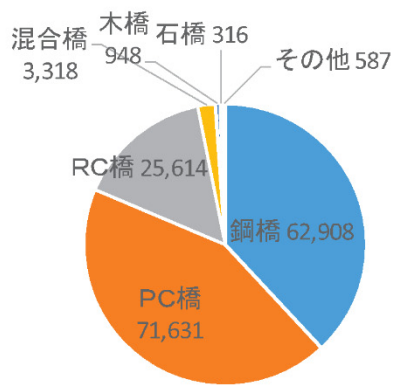
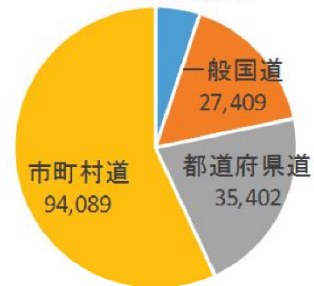


図-1.1 橋長 15m 以上の建設年次別橋梁数の推移^{1.1)}



橋梁箇所数合計=165,322 箇所

高速道路自動車国道 8,422



【単位：箇所】

図-1.2 橋種別橋梁箇所数^{1.1)}

図-1.3 道路種別橋梁箇所数^{1.1)}



写真-1.1 長生橋^{1.2)}



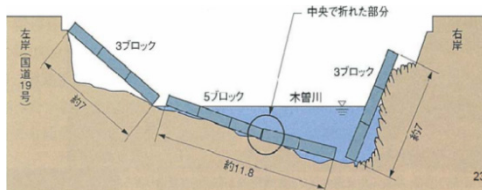
写真-1.2 十郷橋^{1.5)}



(a) Ynys-y-Gwas 橋 1.7), 1.8)



(b) ノースカロライナ歩道橋 1.9)



(c) 新管橋 (長野県) 1.10)



(d) 島田橋 (岐阜県) 1.10)

写真-1.3 PC 橋の落橋事例

が実施された。抜本的な対策として将来的に架替えを念頭に（2021 年度に架替えが行われている）、それまでの間、定期的な詳細調査やモニタリングを実施することで安全性を確保する方針がとられている^{1.14)}。

PC 橋は、プレストレスが耐荷性能に大きく影響を与える。そのため、ケーブルの破断によってプレストレスが低下し、劣化が深刻化した場合には落橋に至る場合もある。その主要因として、過去に建設された PC 橋では、ブリーディングを生じるグラウトが用いられていたことによりシース内にグラウトの充填が不十分となり、内部に水や塩分が侵入して ケーブルが腐食して著しい断面欠損や破断に至ったものが考えられ、このような事例では、劣化が内部で進行したことによりケーブルの劣化進行が見逃された恐れがある。前述のとおり、概念的には PC 橋が耐久性に優れることに間違いはなく、これを実証する橋梁も存在するが、これを実現するためのグラウト材料の品質（ブリーディング、粘性等）および施工技術（グラウトを確実に充填させるための注入方法など）が過去においては不十分であったものと考えられる^{1.15)-1.17)}。また、過去に使用されていた PC 鋼線（12 ϕ 7mm 等）の容量が小さいため、桁の上縁にも定着する方法が一般的であったが、グラウトのブリーディングの発生に伴う充填不足、あるいは



(a) 暮坪橋^{1.11)}



(b) 近江大橋^{1.12)}



(c) 妙高大橋^{1.13)}



写真-1.4 PC 橋の鋼材破断による損傷事例

建設当初は想定していなかったスパイクタイヤ禁止後の凍結防止剤の大量散布やこれを含む水の処理(橋面防水処理, 排水設備など) が不十分であったこと等も相まって, さらに PC 橋の塩害劣化を加速させているものと考えられる^{1.18)}.

このように, 既設 PC 橋の耐久性に重大な影響を及ぼす要因としてグラウト充填不足が挙げられ, これまでにストックされてきた既設 PC 橋を適切に管理するためにもグラウト充填状況を把握することが重要である. また, ケーブルが破断し, プレストレスが著しく低下した状況においても落橋などの重大な損傷に至らないために状態に応じた適切な評価が必要であると考えられる. そして, 今日では PC 構造特有の劣化を踏まえたメンテナンス技術を体系的に整理した書物が発刊され^{1.19),1.20)}, PC 構造物における診断技術が一定水準に達しつつある. とくに, PC 構造物の診断にあたっては, 以下に示す点に配慮されるようになりつつあると考えられる.

- (1) PC 構造は RC 構造とは異なる構造特性を有し, かつ PC 技術は時代とともに変遷してきた. そのため, PC 技術の変遷を踏まえ, 対象とする PC 構造物が構築された時代の技術的特徴を把握しておくことが重要となる.
- (2) PC 構造は, 外部からの劣化因子の侵入に対し高い抵抗性を有しているため, 劣化が進行する過程は長くなるが, 劣化因子がケーブル位置まで到達しケーブルの腐食を促進させるような場合は, 耐力が低下する過程が極端に短い (図-1.4). そのため, PC 構造物はケーブルの腐食を予防することが最も優先される. また, 日々の定期点検時の段階などから水などの劣化因子が浸入していないかなどの観点で注視することが重要である.

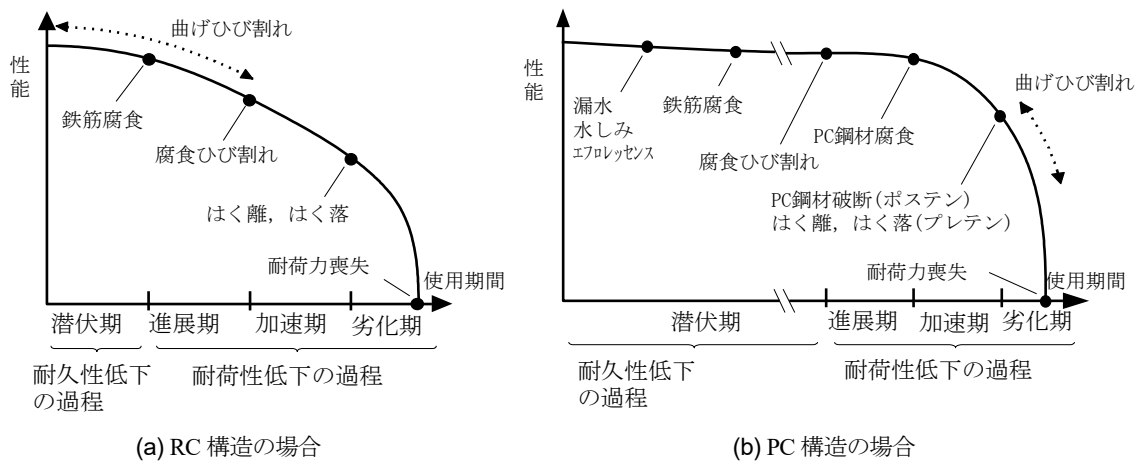


図-1.4 RC梁とPC梁の予想される劣化シナリオ^{1.21)}

(3) PC構造に特有な劣化は耐力に直接影響することから、目視による点検結果のみでは適切な劣化予測を行うことは困難である。そのため詳細調査の結果および劣化状態の推移等から適切なモデルを検討した上で、構造性能評価を行う必要がある。

上記(3)に関して、現状におけるPC橋の構造性能評価については、健全な状態であることが前提であれば、当初設計の性能を保つことが保証されている。しかし、劣化が顕在化した場合には、構造物の性能が継時的に変化すると考え、材料劣化やプレストレス減少などを考慮した現況再現設計を行い、現有性能の評価を行うことが必要である(図-1.5)。

ところが、構造物の内部で進行する劣化状況は不均一であり、劣化状況を確定的に把握する手法は確立されていない。たとえば、PC橋の構造的評価を評価する上で、構造性能上最もクリティカルになると考えられているケーブルの強度特性については、現地調査により直接把握することができないため、腐食状況などから推定することになるが、ケーブルの質量減少率に対する引張強さの減少率は1~4倍程度の範囲に広く分布し、孔食がある場合は引張強さの減少が顕著になることが知られている^{1.22)}。また、小林らが実施した調査によると、過酷な塩害を受けた撤去PC桁の解体調査により、グラウト充填が不十分

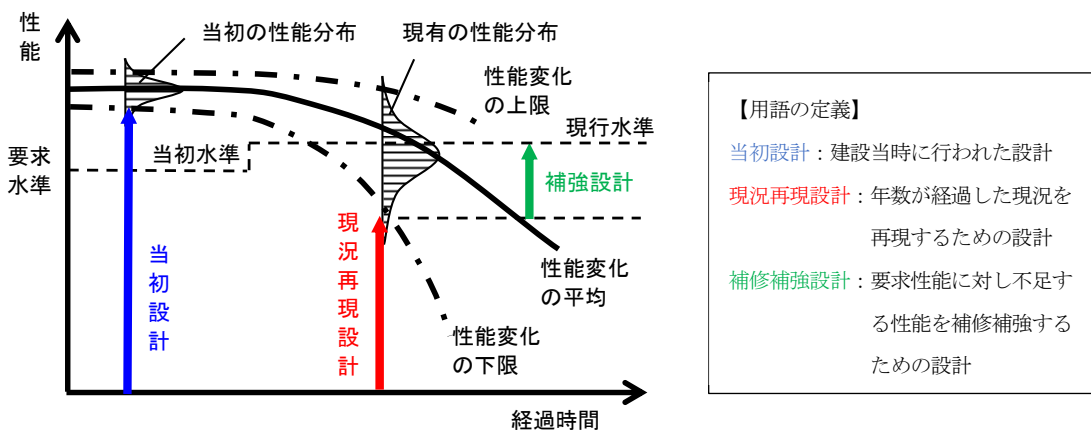


図-1.5 PC橋の継時的な性能変化のイメージ^{1.24)}

な箇所ではケーブルの質量減少率が10%を超える著しい腐食と素線破断が確認されたとしている^{1,23)}。

すなわち、PC橋の経時的な性能変化は、ケーブルの腐食形態やグラウト充填状況をはじめとした様々な要因の影響を受けることから、劣化が顕在化した既設PC橋の現有性能は、図-1.5中の一点鎖線に示すように外観によるグレーディング評価を行うことが多く、そのような不確実性を考慮して安全側に評価せざるを得ないものとされている。

近年では、非破壊検査による技術開発が進み実用化されているものもあり適用性や精度が検討され一定の水準に達しつつある。したがって、それらの技術を適切に活用し、精緻にPC橋の耐荷性能を評価できれば一筋の性能変化曲線(図-1.5中の実線)として表現することが可能になるものと考えられる。ただし、図-1.5中に示すように性能分布において材料強度のばらつきなどを考慮した評価については別途検討が必要である。

そこで、既設PC橋の耐荷性能評価を高度化するために解決すべき課題としては、次の点が挙げられる。

(1) ケーブル破断がPC橋の立体的な挙動に与える影響

既往の調査研究では、破断したケーブルが曲げ耐力に与える影響について明らかにしたものなどがあるが、それらはいくまで主桁単体を対象にしたものである。すなわち、上部構造として配置されている部材の一部を評価したものである。本来、上部構造としてのPC桁は主桁単体で挙動するのではなく、複数の桁が連結されて立体的な挙動をする。それは、桁単体で考えた場合も箱桁のように断面方向に立体的な拡がりをもつ部材についても、一次元的な挙動でなく、実際には立体的な挙動を示す。このようなPC上部構造にケーブル破断が生じた場合において、ケーブル破断が上部構造の立体的な挙動に与える影響については明らかにされていない。

(2) PC上部構造としての耐荷性能

既設橋の設計においても新設橋の設計と同様に、単一部材の安全性を確保することで間接的に上部構造全体の安全性を確保する設計が一般に行われている。また、その破壊安全性については、別途実験などで確認された部材断面力の比較より評価しており、上部構造として配置された主桁などの部材が最大耐力となる場合の上部構造全体の安全性を直接評価しているわけではない。換言すれば、個々の部材の損傷が上部工全体の安全性にどの程度影響を与えるかについては明確になっていない。

1.2 本研究の目的

我が国のPC橋は、約4割が建設後40年を迎えており、PC橋の高齢化が進んでいる中で今後重大な損傷につながるリスクを抱える橋梁が増えていくことが想定される。このような既設PCを適切かつ効率的に維持管理していくためには、危険性の高い橋梁を早期に見つけ、橋梁が保有する耐荷性能の低下度合いを適切に把握した上で、必要に応じて対策を行うことが不可欠である。

過去に建設されたポストテンション方式PC橋では、ブリーディングを生じるグラウトが用いられていたことによりシース内にグラウトの充填が不十分となり、PCシース内部に水や塩分が侵入してケーブルが腐食して著しい断面欠損や破断に至った事例が散見されており、特にケーブルの破断は、PC橋の耐荷性能の低下に大きく影響を及ぼす。

これまでの研究の多くは、支間中央付近で破断したケーブルが曲げ耐力に与える影響を部材として明らかにしたものがあるが、グラウト未充填が生じやすい定着部付近でのケーブルの破断を再現していな

い。また、本来、上部構造としての PC 桁は桁単体で挙動するのではなく、複数の桁が連結されて立体的な挙動をする。さらに、桁単体で考えた場合も箱桁橋のように断面方向に立体的な広がりをもつ橋梁についても、一次元的な挙動ではなく、立体的な挙動が生じる。このような箱桁橋の端部にケーブル破断が生じた場合には、ケーブル破断が耐荷性能をはじめ、破壊性状や立体的挙動に与える影響については明らかにされていない。したがって、桁端部の定着部付近にてケーブル破断を模擬した PC 箱桁供試体を製作し、ケーブル破断箇所の違いが破壊形態や PC 箱桁構造の立体的な挙動に与える影響について明らかにする必要がある。

一方、これまで PC 橋に関する構造性能評価では、単一部材いわゆる部材レベルでの定量評価が中心に行われてきている。構造物の中で最も状態が悪い部材を代表させ、照査により部材の保有性能が要求性能を満足しない場合には、性能の回復あるいは補強対策を講じればよい。しかし、直ちに対策が困難な場合や部材の一部が著しく損傷が生じているものの、橋全体系として考えたとき、明らかに供用の継続が可能と想定されるような場合には、その性能確認のために橋梁全体系の耐荷力の定量評価が必要とされる。既設橋において、経年劣化などにより一部の部材が損傷した場合でも、必ずしも上部構造全体の安全性が完全に失われるわけではないと考えられている。すなわち、一般的に高い冗長性を有するコンクリート上部構造は、部分的に部材が損傷した場合でも、健全な部材が損傷した部材を補うように荷重の再分配が生じ、上部構造として必要な耐荷力を保持すると考えられる。このような状態にある上部構造では、上部構造全体に配置された各部材の支持条件や荷重伝達条件が不明確であり、部材が実際に最大耐力を発揮できるための条件も明確でない。また、既設橋の耐力評価にあたっても新設設計と同等の荷重モデルを考慮できるよう、骨組みモデルを基本とすることが望ましいが、新設設計が前提となる梁モデルでは、荷重の再配分や部材の境界条件を適切に評価できない。したがって、標準的な設計手法として確立している従来の骨組みモデルを基本としながら、それに部分的な拡張を行うことにより橋の全体挙動を比較的精度よく再現できる解析手法があれば実用的である。そこで、既設 PC 橋を対象に、橋梁全体の耐荷力の把握および終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的として実橋での載荷試験による性能検証を行う。また、その結果を活用し、従来の照査法に部分的な拡張を行った簡易解析モデルにより、既設 PC 上部工の耐荷性能を評価する手法の検討を試みる。

1.3 本論文の内容及び構成

本論文は、全7章で構成(図-1.6)されており、各章の内容は以下の通りである。本論文で主要となるのは、3章または4～6章である。

3章では、断面方向に拡がりをもつ箱桁橋形式においてケーブル破断が生じた場合における立体挙動に着目した検討を行った。4章では、桁橋形式における上部構造全体評価の破壊試験を実施した。5章では、4章の結果を踏まえ上部構造全体評価のための耐荷力評価モデル構築した。6章では5章で構築した耐荷力評価モデルについて、設計実務の活用をイメージし、損傷が深刻化した場合における上部構造の破壊安全性の評価や破壊過程を検証するモデルとしての有効性を検討した。

第1章

序論にて、研究の背景、目的について述べ、本論文の構成を示した。

第2章

これまでの既設PC橋におけるグラウト充填不足に起因した変状事例やその調査研究についてとりまとめ、維持管理上の課題を示した。また、本研究で課題としているケーブルの破断に関する構造性能評価に関する既往の調査研究について整理し、本研究の課題を示した。

第3章

定着部の構造やケーブルの配置が複雑かつ立体的なPC箱桁橋でケーブルの破断が発生した場合に、ケーブル破断が耐荷力に与える影響について明らかにするために、定着部付近のケーブル破断を模擬した1/2スケールのPC箱桁供試体の載荷試験を実施するとともに、立体挙動の分析を行った。その結果を踏まえ、既設PC箱桁橋に対する耐荷性能評価の考え方について整理した。

第4章

実橋におけるPC橋を対象とし、上部工全体の耐荷力の把握、終局付近での挙動・破壊性状の確認などを目的として実橋の主桁が破壊するまでの静的載荷試験を行い、その破壊過程に関して考察した。

第5章

実橋PC桁橋の載荷試験結果を活用し、設計実務で一般に使用される梁モデルに部分的な拡張を行った簡易解析モデルにより、既設PC上部構造の耐荷性能を評価する手法の検討を行った。

第6章

破壊試験の結果を踏まえ構築した簡易解析モデルにより、各主桁の損傷が進行し複数本のケーブルが破断した場合において、活荷重載荷に対する安全余裕度や各主桁の荷重分配の変化を把握する。また、その解析結果を踏まえ、実橋載荷試験の活用を通して、既設PC橋の耐荷性能評価の考え方について整理した。

第7章

本論文の総括として、各章で得られた結論を要約するとともに、本論文での結論を踏まえ、既設 PC 上部構造の耐荷性能評価に対する今後の課題についてまとめた。

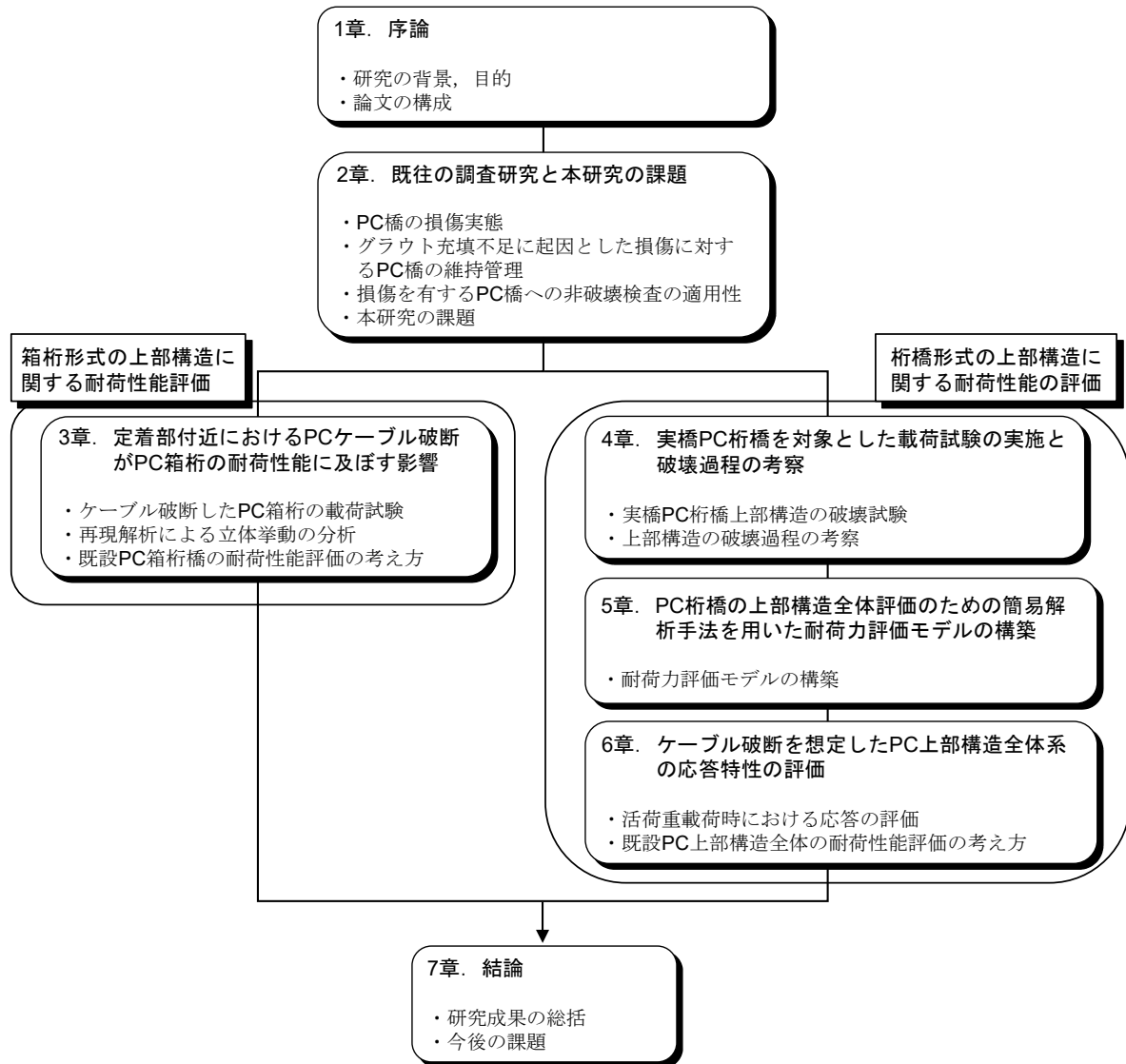


図-1.6 本論文の構成

【参考文献（第1章）】

- 1.1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：平成 25 年度道路構造物に関する基本データ集，国総研資料第 822 号，平成 27 年 1 月。
- 1.2) 奥田由法：移設・保存で明らかになった長生橋（供用 50 年）のテクノロジー，セメントコンクリート，No.674，pp.1-8，2003.4.
- 1.3) 西垣義彦，小門前亮一，奥田由法，鳥居和之：日本最初の PC 橋-長生橋の耐久性調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.607-617，2002.
- 1.4) 小門前亮一，西垣義彦，竹腰勇ノ介，鳥居和之：わが国で最初の PC 橋（長生橋）の解体調査と PC 桁の載荷試験プレストレストコンクリート Vol.44，No.5，pp.39-46，2002.9.
- 1.5) 原幹夫，濱岡弘二，天谷公彦：建設から 60 年が経過したポストテンション方式 PC 橋の健全性調査，第 24 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.463-468，2015.10.
- 1.6) 土木学会：構造物表層のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335 委員会）第二期成果報告書およびシンポジウム講演概要集，コンクリート技術シリーズ，No.97，2012
- 1.7) Woodward, R. J. and Williams, F. W.: "Collapse of Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan", Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, Vol. 84, pp. 635-669, Aug.1988.
- 1.8) Woodward, R. J.: "Collapse of a Segmental Post-Tensioned Concrete Bridge", Transportation Research Record, Vol. 1211, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. pp. 38-59, 1989.
- 1.9) Renee Alsup.: Final Report "Bridging the Gap: How to Prevent Disasters such as the Collapse of the Lowe's Motor Speedway Pedestrian Bridge", Office of Senator Elizabeth Dole, 2006.11.
- 1.10) 国土交通省：道路橋の予防保全に向けた有識者会議（第 1 回）参考資料，2007.10.
- 1.11) 国土交通省道路局国道課，他：コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究—コンクリート橋の損傷状況と維持管理費の実態調査—，土木研究所資料第 3811 号，平成 13 年 3 月。
- 1.12) 中川義規，三上 貴之：近江大橋（旧橋）における主桁の調査と補修状況の報告～PC 橋に学ぶ～，平成 24 年度 国土交通省近畿地方整備局研究発表会，2012.
- 1.13) 村下剛，小林憲一，谷川健一，大平英生，齋藤玄：一般国道 18 号妙高大橋の損傷と現況報告について，国土交通省 平成 22 年業務研究発表資料，2010.
- 1.14) 吉越政浩，谷口雄一，板谷優也，岩井雅紀：国道 18 号妙高大橋の維持管理について，平成 28 年度 国土交通省国土技術研究会，2016.10.
- 1.15) 三浦尚，西川和廣，見波潔，上阪康雄：暮坪陸橋の塩害による損傷と対策—（2）PC 鋼材の腐食とその補強対策，橋梁と基礎 Vol. 27，No. 12，pp. 37-40，1993.12.
- 1.16) 佐々木真一，堺孝司：グラウト不良により劣化した PC 橋の調査と補修，コンクリート工学年次論文集，Vol.18，No.1，pp. 1089-1094，1996.
- 1.17) 玉越隆史，平賀和文，木村嘉富：PC 鋼材の腐食損傷への対応事例—妙高大橋のグラウト未充填と鋼材腐食の調査—，土木技術資料 54-5，pp.50-51，2012.
- 1.18) （社）土木学会：PC 構造物の現状の問題点とその対策，コンクリート技術シリーズ No.52，2003.6.
- 1.19) （公社）土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，2013.10.
- 1.20) （公社）プレストレストコンクリート工学会：PC 構造物高耐久化ガイドライン，2015.4.

- 1.21) (社) プレストレストコンクリート建設業協会：PC 構造物の維持保全－PC 橋の更なる予防保全に向けて－，2015.3.
- 1.22) 北野勇一，渡辺博志，鈴木雅博，徳光卓：PC 橋の改造技術に関する研究－その 1：腐食 PC 鋼材の機械的性質に関する考察－，プレストレストコンクリート，Vol.49，No.5，pp.52-56，2007.9.
- 1.23) 小林崇，北野勇一，花井拓，木村嘉富：既設 PC 橋のグラウト充填状況が PC 鋼材の腐食に与える影響，第 21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.443-448，2012.10.
- 1.24) 国立研究開発法人土木研究所・(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会：撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究報告書－既設 PC 橋の性能評価および外ケーブル補強技術に関する研究－，共同研究報告書第 520 号，2020.12.

第2章 既往の研究と本研究の課題

2.1 PC 橋の損傷実態

過去に建設されたポストテンション方式のPC橋（以下、PC橋）では、ブリーディングを生じるグラウトが用いられていたことによりシース内にグラウトの充填が不十分となり、内部に水や塩分が侵入してケーブルが腐食して著しい断面欠損や破断に至った事例が報告されている（写真-2.1）^{2.1),2.2)}。

ケーブルの破断によってプレストレスが低下した場合には、損傷が深刻化すると落橋に至る場合がある。過去に建設されたPC橋では、シース内にグラウトの充填が不十分となり、内部に水や塩分が侵入してケーブルが腐食して著しい断面欠損や破断に至ったものが考えられ、このような事例では劣化が内部で進行したことにより、ケーブルの劣化進行が見逃された恐れがある。

一般には、グラウトが充填されている箇所では塩害によるケーブルの腐食が発生すると、その腐食による膨張によって、周囲のコンクリートにひび割れが発生する（図-2.1(a)）。著しいひび割れが見られた時点では、既に腐食によるケーブルの断面欠損が生じていることが多い。一方、グラウトが未充填の箇所に塩水が浸入すると、ケーブルは著しく腐食して膨張するが、シース内で膨張するだけで、外観に変状が生じない場合がある（図-2.1(b)）。そのため、ケーブルの腐食発生の把握が、グラウトが充填されている場合よりも発見が遅れることとなりやすい^{2.3)}。

このように、PC橋の点検では目視やたたき点検が基本となるため、グラウトの充填状況を把握できているとは言い難く、ひび割れや漏水など、外観に変状が生じていない限り、グラウトの未充填を発見することは極めて困難であると考えられる。



写真-2.1 既設PC橋におけるケーブルの腐食・破断の事例^{2.1),2.2)}

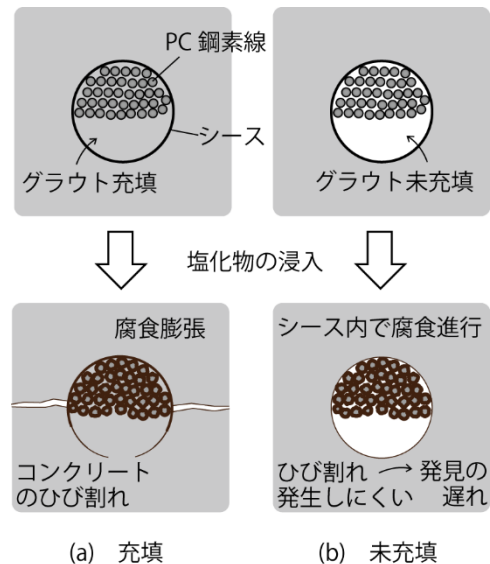


図-2.1 グラウト未充填とケーブルの腐食の概念図^{2.3)}

2.1.1 グラウト充填不足に起因した落橋事例

過去に、国内外の PC 橋で落橋事故が発生している。このような落橋事例から既設 PC 橋の維持管理における課題点をあげる。

表-2.1 に、主な落橋事例の一覧を示す。英国の Ynys-y-Gwas 橋^{2.4),2.5)}では、1985 年 12 月 4 日にケーブルのグラウト充填不足、凍結防止剤散布による塩化物イオンの浸入により、ケーブルが腐食破断し、突然、落橋したと報告している。英国運輸省では、本橋以外でも著しいケーブルの腐食を有するポステン橋が認められたことから、1992 年から 1966 年まで PC グラウト充填を行うポステンション橋は禁止され、以下の問題点を挙げている。

- 不十分なグラウト充填によりケーブルが腐食すること。
- ケーブルの腐食によるプレストレスの低下の発見が困難であること。
- ケーブルの維持管理と交換が難しいこと。
- 鋼材腐食によりプレストレスが低下した PC 橋は何の前触れもなく落橋すること。

国内の橋梁のうち村道管線新管橋^{2.6)}では、1989 年 6 月 15 日に 10t トラックの走行時に、突然、支間中央部が折れ曲がり両岸 7m 前後のセグメント目地で桁が折れて落橋した。建設当時はプレキャストセグメント工法という当時では新しい工法を採用された橋梁であったが、定期的な橋梁点検が実施されておらず、外ケーブルのグラウト充填不足部分からのケーブルの腐食に気が付かず落橋に至ったと報告している。なお、このような当時のセグメント目地部の構造は、現在のような接着接合ではなく、モルタル目地構造していた。このような構造はグラウト充填不足が生じやすいとされている^{2.7)}。

また、ゲルバー形式の橋梁である町道下田瀬 1 号線島田橋^{2.6)}では、4t トラックの走行中に斜材ケーブル 4 本のうち、左岸側の 2 本のケーブルが破断し、破断したケーブル側の受桁と支間中央部の吊桁が落橋した。本橋においても定期的な橋梁点検が実施されておらず、搭上部からシースへの雨水の浸入により斜材ケーブルが腐食・破断したことが原因とされている。

表-2.1 PC 橋の落橋事例と原因

| 橋名 | Ynys-y-gwas 橋 ^{2.4),2.5)} | 村道汗管線 新管橋 ^{2.6)} | 町道下田瀬 1 号線 島田橋 ^{2.6)} |
|------|--|--|--|
| 場所 | 英国 | 長野県木祖村 | 岐阜県大垣市福田町 |
| 橋梁形式 | 4 径間連続 PC 箱桁橋 プレキャストセグメント工法 | 3 径間連続 PC 箱桁橋+単純 24 連 PC 桁橋 | ゲルバー式 PC 斜張橋 |
| 支間長 | 18.3m | 25m | 38m |
| 建設年次 | 1953 年 (落橋までの経過年：32 年) | 1965 年 (落橋までの経過年：24 年) | 1963 年 (落橋までの経過年：27 年) |
| 落橋経緯 | 1985 年 12 月 4 日に、日常点検では異常は確認されず何の予兆もなく、落橋。 | 1989 年 6 月 15 日に、10t トラック走行時に支間中央が折れ曲がり、両岸から 7m 前後のセグメント目地で落橋。 | 1990 年 7 月 16 日に、4t トラック走行時に斜材ケーブル 4 本のうち 2 本が破断し、桁が折れ曲がり落橋。 |
| 落橋原因 | セグメント目地からグラウト充填不足のシース内に凍結防止剤による塩化物イオンが侵入してケーブルが腐食・破断により落橋。 | 橋梁点検を実施されておらず、外ケーブルのグラウト充填不足部分のケーブル腐食に気が付かず、破断により落橋。 | 橋梁点検を実施されておらず、吊り斜材ケーブルの腐食に気が付かず、破断により落橋。 |

このような落橋事例から、総じて以下のようなことがいえる。

- ケーブルの腐食・破断によるプレストレスの低下は外観目視では発見が困難であること。
- ケーブルの腐食・破断による落橋は、何の前触れもなく生じる。

- グラウト充填は橋梁の安全性を確保するうえで極めて重要であり、またグラウト充填不足においては鋼材の腐食が深刻化しやすいことから、点検においてグラウト充填不足が生じやすい箇所や鋼材の腐食が発生しやすい部位などの情報を収集し、維持管理に活用することが必要である。

2.1.2 グラウト充填不足に起因した変状事例

前述の事例のような落橋までには至っていないものの、グラウト充填不足に起因した PC 橋の変状について、著者らが劣化や老朽化によって撤去するに至った実橋を活用して、桁断面の目視確認によるグラウト充填状況調査を実施している²⁸⁾。

(1) ケーブルが健全であった PC 橋の変状事例

佐野橋は、1965年に兵庫県丹波市に架設された橋長 117.5m（支間長 5@22.8m）の 5 径間単純ポストテンション PCT 桁である（写真-2.2）。主ケーブルについては JIS の規格ではない 12φ5.4mm が使用されており、支間中央では断面あたり 12 本のケーブルが配置されていたため、上縁定着を有する形状であった。

本橋の架橋位置は塩害地域ではないものの、供用後 45 年を経過していたが、外観目視観察ではひび割れやはく離などの損傷は見られず、比較的健全な状態で維持されていた。主桁は任意の位置で 1 径間あたり 3 ブロックに分割されていたため、全 30 断面（5 径間×3 主桁）に配置された 342 本のケーブルを対象に、各断面のグラウトおよびケーブルを目視観察し、グラウトの充填状況とケーブルの腐食状況を調査した。グラウト充填状況は充填度 1、2 相当を充填、充填度 3 相当を充填不足、充填度 4 相当を未充填と捉え 3 段階での評価により実施した（表-2.2）。

表-2.2 グラウト充填状況の分類



| 分類 | | グラウト充填状況 | 補足 |
|------|-------|--|----------------------|
| 充填 | 充填度 1 | シース内が完全にグラウトで充填されている。  | ケーブルの付着と防食は確保されている。 |
| | 充填度 2 | 若干の空隙は見られるものの、ケーブルがすべてグラウトで覆われている。  | |
| 充填不足 | 充填度 3 | シース内のグラウトの充填が不十分であり、ケーブルが露出している。  | ケーブルの付着と防食は確保されていない。 |
| 未充填 | 充填度 4 | シース内にグラウトが充填されてなく、ケーブルが完全に露出している。  | |

図-2.2 および図-2.3 に、グラウト充填状況を確認した結果を示す。結果としては、対象全 342 件のうち、充填度 1、2 が 322 件（94%）、充填度 3、4 が 20 件（6%）であった。図-2.3 に示すように上縁定着鋼材では、特に充填度 3、4 の割合が高い結果となったが、少なからず端部定着鋼材にも発生していた。また、図-2.4 に上縁定着ケーブルのみに着目した場合のグラウト充填状況を示す。これによると、充填度 4 は上縁から最大 50cm 下がりに位置し、シース壁面にグラウトが付着し、奥まで空洞が続いているような状況（表-2.2 中充填度 4）であったが、同一の PC ケーブルに充填不足が集中している状況ではな

かった。また、左右のサンプル数に偏りがあるため一概には言えず、充填度4は起点側に集中していた。

以上から、起点側が注入側であり下り勾配による先流れが生じてグラウトが十分に充填されなかったと推察された。なお、主ケーブルのPC鋼線は調査した全342件ともほぼ腐食していないことが確認されており、グラウト未充填が確認された上縁定着ケーブルのシース中には水が侵入した痕跡は認められなかった。



写真-2.2 橋梁全景（撤去時）

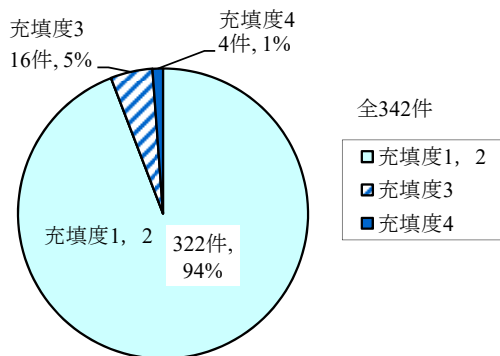


図-2.2 グラウト充填調査結果

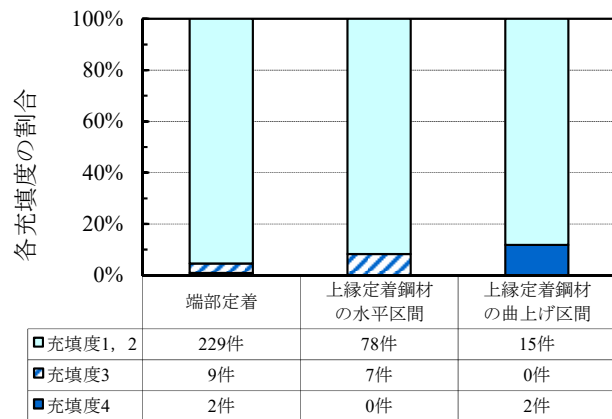


図-2.3 位置別のグラウト充填度

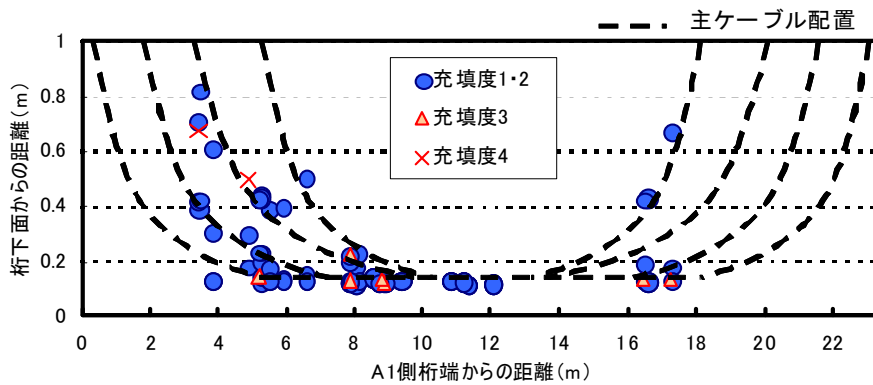


図-2.4 上縁定着ケーブルのグラウト充填状況

(2) ケーブルが腐食していた PC 橋の変状事例

能生大橋は、1967年に新潟県糸魚川市に架設された橋長 140.5m（支間長 5@27.3m）の 5 径間単純ポストテンション PCT 桁である（写真-2.3）。なお、架橋位置は海岸より約 0.1km である。主ケーブルには、24 ϕ 7mm が用いられ、当時主流であった 12 ϕ 7mm と比べて約 2 倍の容量を有することから、上縁定着はなく端部定着のみであった。

本橋は架橋地点が日本海沿岸の海岸線に近接し、波飛沫が直接桁にかかるような厳しい塩害環境のため、その影響による劣化が顕著となった。劣化の状況としては、桁下フランジを中心に鋼材が腐食し、これに伴うコンクリートのひび割れや浮きが多数の主桁に生じていた（写真-2.4）。径間別では最も損傷が大きかった径間は第 1 径間であり、主桁別では G3 桁の損傷が相対的に高く、第 1 径間の G3 桁 C3 ケーブルではケーブルの破断が確認された。

このため架替えが計画され 2010 年 9 月に供用が停止された。本橋のような損傷を生じている原因としては、コンクリートやグラウトの力学的特性値が低下している可能性やグラウトの充填不足に起因する可能性が考えられた。そこで、グラウト充填状況の調査として主桁切断面のシースを直接目視し評価を行った。ここで、グラウト充填状況の評価については佐野橋と同様の基準によるもので分類した。鋼材腐食状況調査では損傷が最も著しい第 1 径間（図-2.5）に着目し、G1 桁（過去の調査でケーブルの半数程度の減肉が確認された部位）、G3 桁（過去の調査で C3 ケーブルケーブルの全数の減肉と一部に破断が確認された部位）、G4 桁（過去に補修履歴がなく、橋齢 40 年以後に損傷が発生した部位）と、2 番目に損傷の著しい第 4 径間について実施した。図-2.6 に第 1 径間におけるグラウト充填状況の調査結果を示す。第 1 径間は、5 主桁すべての切断面で調査を実施し、充填度 1, 2 が 102 件（99%）、充填度 3 が 0 件、充填度 4 が 1 件（1%）であった。第 1 径間は、最も損傷の著しい径間であるが、局所的な空隙が多く見



写真-2.3 橋梁全景



写真-2.4 PC 桁下フランジ部の劣化状況

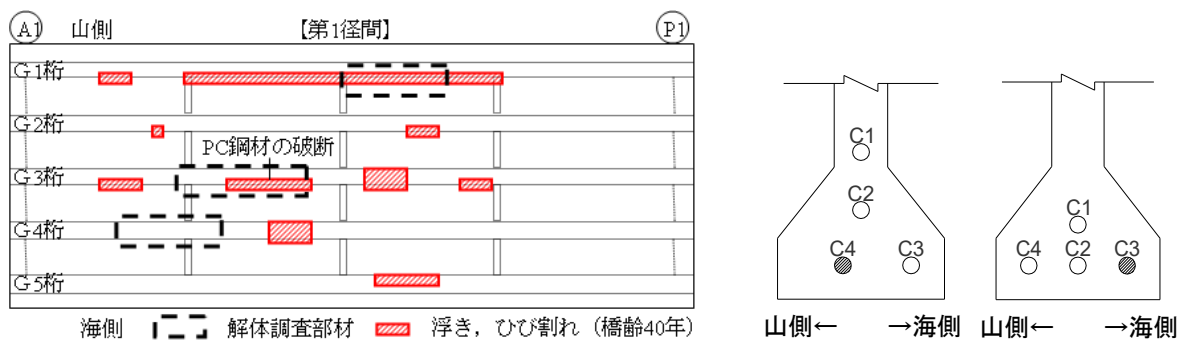


図-2.5 第 1 径間主桁下フランジ損傷状況と部材採取位置 (左) およびケーブル配置 (右)

られる一方、ケーブルに対する防食効果が期待できないような空隙はほとんど見られず、大多数の箇所
でグラウトの充填が良好であった。しかしながら、第1 径間 G3 桁 C3 ケーブルにおいて充填度4が1件
あり、その箇所ではケーブルの破断が確認された（写真-2.5、写真-2.6）。

また、図-2.7 に第2, 4, 5 径間は一部の主桁切断面で調査を実施し、第1 径間のグラウト充填状況と
比較した結果を示す。この結果からは最も損傷の著しい第1 径間のグラウト充填状況と比較的健康であ
ったとされる第2 径間のグラウト充填状況には差がほとんど見られず、充填度2の割合は第2 径間の方
が高い結果となった。

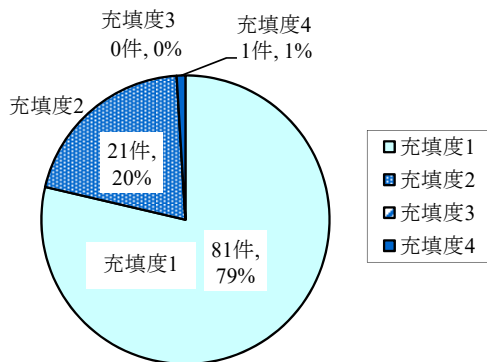


図-2.6 グラウト充填調査結果（第1 径間）

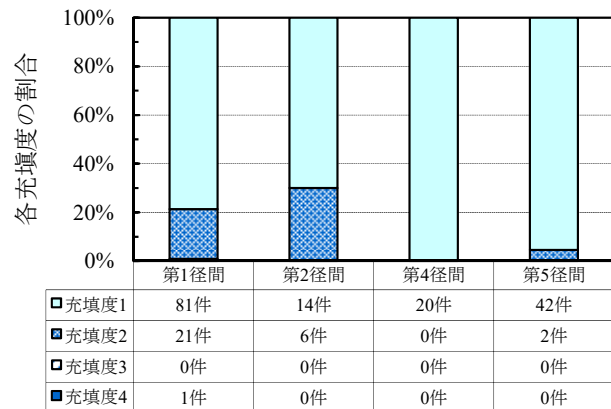


図-2.7 径間別のグラウト充填調査結果



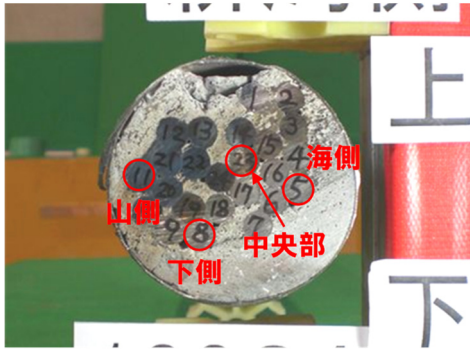
写真-2.5 第1 径間 G3 桁 C3 ケーブル（充填度4）



写真-2.6 C3 ケーブル破断状況

質量減少率測定を試料の採取に際してシースやケーブルの腐食状況、グラウトの状態の目視観察を行
っている。試料採取の方法は主桁をはつり出しシース管ごとの状態で採取、解体してケーブルを取り出
した。写真-2.7 に、第1 径間 G3 桁（C3 ケーブルが破断した最も損傷の著しかった桁）の C4 ケーブル
のシース、グラウトおよびケーブルを取り出した状況を示す。シースは一部に軽度の腐食が見られる程
度であった。グラウトの充填状況は断面に若干の隙間が見られるが、ケーブルはグラウトに覆われてお
り、充填度2と判定された。ただし、上部側のグラウトは脆く、シース取り出しの際に一部が粉碎、気
泡や沈降痕も確認されているため、ブリーディングの影響を受けた可能性がある。また、本ケーブルの

採取箇所は、本橋で最も損傷の著しい箇所の近傍（同位置でC3ケーブルが破断）であるが、ケーブルの腐食はわずかであることが確認された。以上から、著しい塩害環境下にあっても、グラウトが概ね充填されていれば、ケーブルの防食効果が期待できるとしている。



(a) 断面（右が海側）



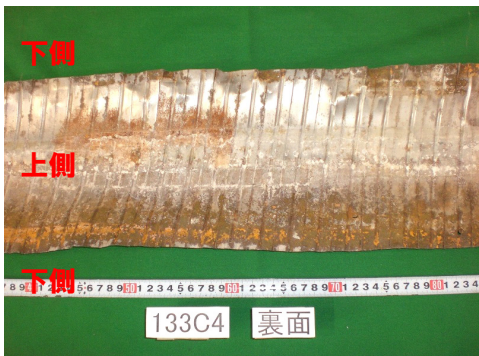
(b) シース内側グラウト外観



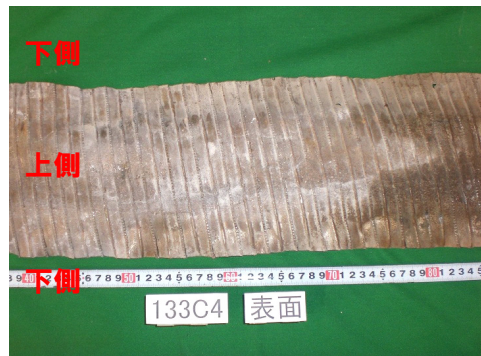
(c) シース内PC鋼線（上側）



(d) PC鋼線素線（下側）



(e) シース内面（下側から展開）



(f) シース外面（下側から展開）

写真-2.7 第1径間G3桁C4ケーブルの解体調査

質量減少率は、ケーブルの公称直径での単位長さ当たり重量と取り出したケーブルの除錆後の単位長さ当たり重量の差を、公称直径での単位長さ当たり重量で除して算出した。ここで、最も損傷の著しかったとされる第1径間G3桁の同一部材から採取したC1～C4ケーブルの質量減少率の結果について図2.8に、第1径間G3桁C3ケーブルと同程度のかぶりである第1径間G1桁C3ケーブル（2番目に著しい損傷）、第1径間G4桁C4ケーブル（過去の調査時は健全であったが、新たに損傷）を、図2.9に、第4径間G4桁のC3、C4ケーブル（第1径間以外で最も損傷）の質量減少率を示す。

その結果、13本の破断が確認されている第1径間G3桁C3ケーブルは35%を越えたが、同一断面内の他の3本のケーブルは10%以下となった。このことから、グラウトが概ね充填されていればケーブルの腐食の抑制をすることができることが分かる。また、同一かぶりによる比較では、著しい損傷が生じた箇所は質量減少率が10%を超えるような結果（文献2.9の腐食分類によると「ケーブルは破断しているものとみなす」状況に相当する）であったが、下フランジの軸方向ひび割れ程度の箇所では質量減少率は10%以下となった。

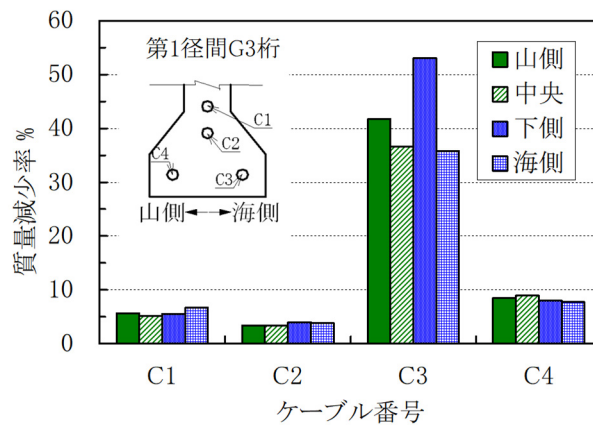


図-2.8 ケーブル位置と腐食量の関係（同一部材内における比較）

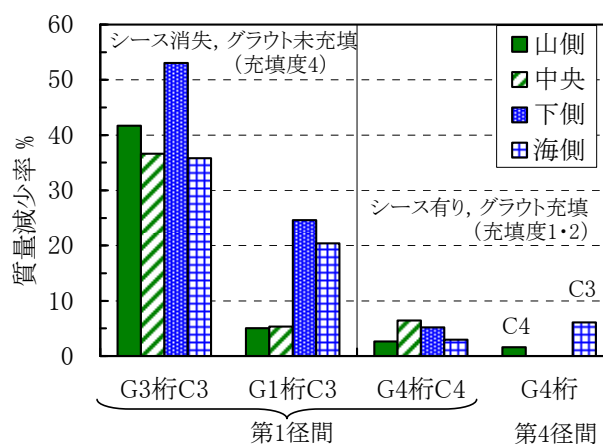
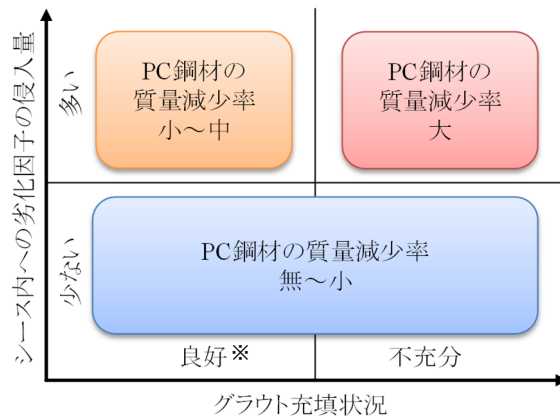


図-2.9 損傷状況とケーブル腐食量の関係（同一かぶりによる比較）

(1), (2)の調査結果から、得られた知見は下記の通りである。

- グラウト充填が良好な場合
 - ・ 過酷な塩害環境では、ケーブルが腐食することもあるが、最外縁の質量減少率で平均4%（内側を含めると平均2%）以下であり、グラウトが充填されていれば相当の防食効果が期待できる。
- グラウト充填が不十分な場合
 - ・ 水が浸入しない状況ではケーブルの腐食は認められない。
 - ・ 過酷な塩害環境では、グラウト充填が不十分な箇所で、ケーブルの著しい腐食（質量減少率で10%を超える）と素線破断が確認された。

したがって、定性的ではあるが、ケーブルの防食のためにグラウトが果たす役割は極めて重要であり、グラウト充填が不十分な場合は水などの劣化因子が侵入することでケーブルの質量減少率（腐食量）が大きくなるといえる。（図2.10）。なお、劣化因子は塩分も含まれ、グラウトが良好な場合においては水の浸入は防止するものの、たとえば塩害の影響度によっては必ずしも鋼材は腐食するとは限らない。また、前述のPC橋の落橋事例からもグラウト充填不足の要因だけではなく、PCシーすに水などの浸入によりケーブルが腐食し破断に至ることが多い。そのため、ケーブルの腐食・破断を防止するためには、橋面の滞水や排水装置の不具合を改善するなどの水対策が何よりも優先すべき事項であると考えられる。



※グラウト充填が良好の場合でも、劣化因子が多い（たとえば塩害の影響が大きい）と必ずしも腐食劣化因子が浸入しないとは限らない

図-2.10 グラウト充填状況とケーブル腐食の関連性

2.2 グラウト充填不足に起因とした損傷に対するPC橋の維持管理

コンクリート標準示方書^{2.10)}では、2013年の改定よりプレストレストコンクリートの章が新設され、PC構造物は鉄筋コンクリート構造物とは異なる構造特性を有していることから、PC構造物の特有の劣化であるグラウト充填不良などに伴うケーブルの腐食や破断などに留意して維持管理を行うよう規定されている。また、PC橋の維持管理に関しては、2016年に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^{2.11)}や2018年にコンクリート橋・複合構造保全マニュアル^{2.12)}などが刊行されており、これらの指針などには、グラウトの充填不足、ケーブル腐食に関する詳細調査を実施し、その状況と傾向を把握することが急務であり、これらの情報を踏まえて予防保全的な維持管理を行うことが望ましいとされている。そのため、既設PC橋の維持管理にあたっては、表-2.3に示すPC技術の技術基準類^{2.10)}の変遷や建設当時の時代背景を取り入れ、経年劣化によるリスクが高いと判断される年代に建設されたPC橋については、詳細調査を実施して状況を把握することが重要であるとしている。

図-2.11に、グラウト充填不足に起因した調査に関するPC橋の維持管理の一般的な流れを示す。前述で述べた通り、PC橋の点検においては近接目視を基本とした状態把握が行われる。しかし、近接目視ではひび割れや漏水など、外観に変状が生じていない限り、グラウトの充填不足を発見することは極めて困難である。そのため、ひび割れパターンの確認を行い、ブリーディングタイプの材料の使用やケーブルが上縁定着される構造であることが想定される場合には、グラウト充填不足が生じていることを前提に維持管理を行う必要があると考えられる。このように、PC技術の変遷を踏まえ対象とするPC構造物が構築された時代の技術的特徴を把握しておくことは極めて重要となる。また、グラウトの充填状況やケーブルの腐食は外観から把握できないため、非破壊検査による調査手法も併せて実施するのが望ましい。以降に詳細を述べる。

表-2.3 適用基準類の変遷に基づく鋼材変状の発生の危険性^{2.10)}

| 要因 | | PCグラウト充填不足およびPC鋼材腐食の発生リスク | | | | | | | | | | | 背景 | | | | | |
|--------|-----------------------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|----|---|------|---|---|---|
| | | 1975 | 1980 | 1985 | 1990 | 1995 | 2000 | 2005 | 2010 | 2015 | 2020 | 2025 | | | 2030 | | | |
| 充填不足 | 品質管理 (充填管理) | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | | | | 1986年 PCグラウト記録 1996年 流量計、講習会受講義務 |
| | ブリーディング に起因する空隙 | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | | | | 1996年 ノンブリーディング推奨 1999年 ノンブリーディング標準 2005年 鉛直管試験導入 |
| | 先流れ現象に 起因する空隙 | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | | | | 1996年 粘性型PCグラウトの記録 1999年 高粘性・低粘性型の使用 |
| | シース径に 起因する 空隙 | PC鋼線 | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | | | |
| PC鋼より線 | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | | | | | PC鋼より線Φ32mm 1973年 38mm→39.3mm 1998年 39.3mm→45mm |
| 鋼材腐食 | 床板防水工の設置 に起因する腐食 | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | 1973年 必要に応じて防水層を設置 2002年 防水層の設置を原則 2007年 高性能対応の試験項目追加 |
| | グラウトホースの 処理に起因する腐食 | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | 1999年 深さ1cm以上のエポキシ樹脂であと埋め 2005年 あと埋め上に防水工を設置 2012年 グラウトホース間のあきを確保 |
| | PC鋼材の上縁定着 に起因する腐食 | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | 1980年 道路T桁支間28m以上は端部定着 1994年 道路T桁支間は全て端部定着 |

注) 発生リスク ■ : 対象とする要因に対して規定がない、もしくは対策に不備があった。
 ■ : 要因対策が実施されているが、途中経過的な対策であった。
 □ : 要因対策が完了しており、PCグラウト充填不足やPC鋼材腐食が発生する可能性が低い。

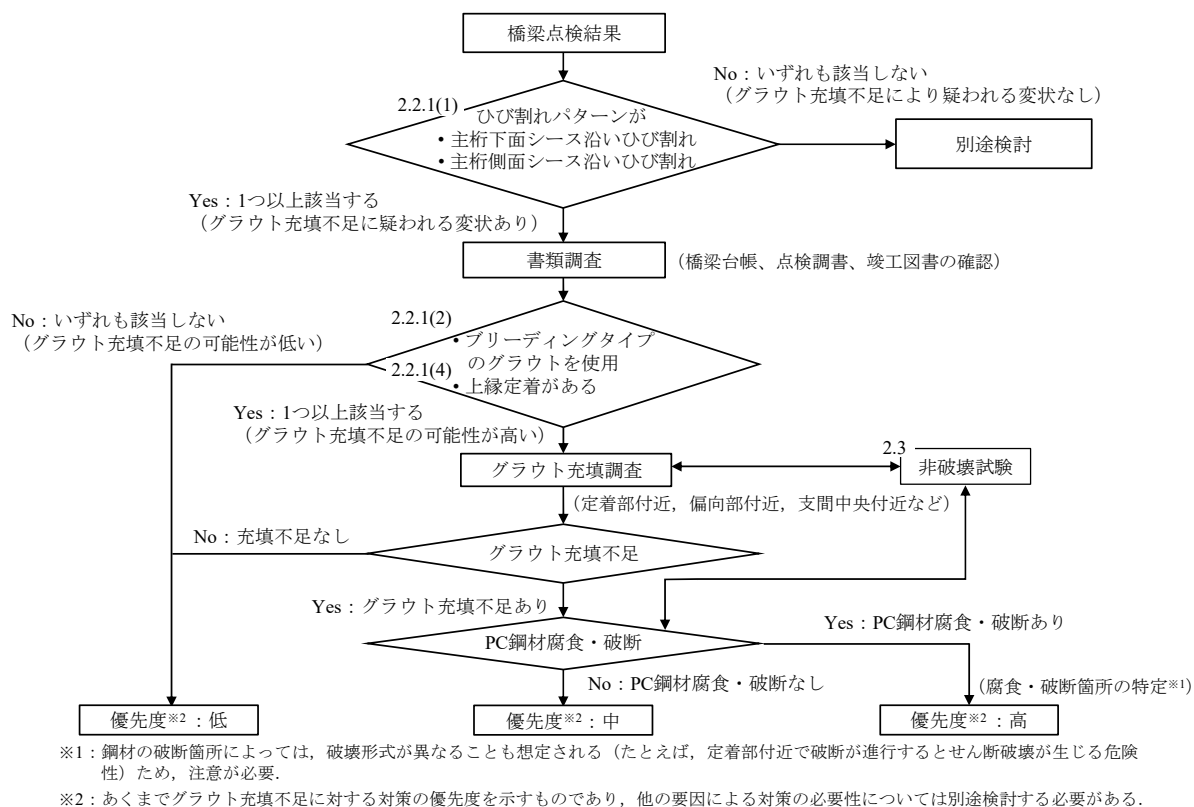


図-2.11 PC 橋のグラウト充填不足による維持管理の流れ

(1)グラウト充填不足に起因したシース沿いのひび割れ

グラウト充填不足部分が存在するケーブルでは、その部分への水や塩化物イオンの浸入により、水の凍結膨張圧あるいはシースやケーブルの腐食が原因でケーブルに沿ったひび割れが発生するとされており、図-2.12、図-2.13 に示すようなケーブルに沿ったひび割れは、一般にグラウト充填不足に起因するひび割れであることが認識されている。これらのグラウト充填不足に起因する損傷の背景には、グラウト材料の品質や施工方法などが大きく関わっていることが報告されている^{2.10), 2.13)}。

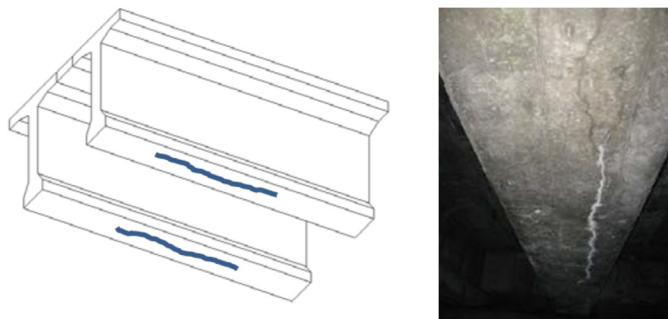


図-2.12 主桁下面シース沿いひび割れ

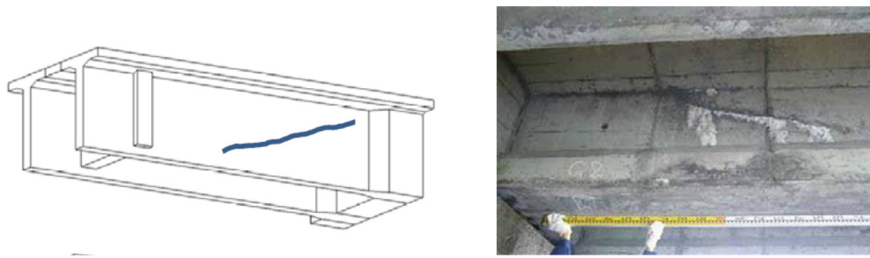


図-2.13 主桁側面シーす沿いひび割れ

表-2.4 PC 橋におけるグラウトの主な変遷²⁹⁾

| 年代 | 主な出来事 | 基準類 | グラウトに関する記述内容 |
|--------|----------------------------------|--|--|
| 1960 年 | - | 1961 プレストレストコンクリート設計施工指針 (土木学会) | 膨張率 0~5%を標準とする. |
| | | 1966 ディビダーク工法設計施工指針 (案) (土木学会) | ブリーディング率 3%以下 膨張率 10%以下 |
| 1970 年 | - | - | - |
| 1980 年 | 1985 英国 Ynys-y-Gwas 橋落橋 | 1986 PC グラウト施工マニュアル (PC 建協) | - |
| 1990 年 | 1992 英国 「グラウトを用いる PC 橋を禁止」 | 1991 コンクリート標準示方書 施工編 (土木学会) | ブリーディング率 3%以下, 膨張率 10%以下 |
| | | 1996 コンクリート標準示方書 施工編 (土木学会) | ノンブリーディングタイプの PC グラウトが望ましい. |
| | 1996 英国 「グラウトを用いる PC 橋禁止令を解除」 | 1996 PC グラウト施工マニュアル 改訂 (PC 建協) | ノンブリーディングタイプを使用する |
| | | 1999 PC グラウト&プレグラウト PC 鋼材施工マニュアル (PC 建協) | ノンブリーディングタイプグラウトを低粘性型と高粘性型に分類. |
| 2000 年 | - | 2002 コンクリート標準示方書 施工編 (土木学会) | グラウトに用いる混和剤はノンブリーディングタイプの使用を標準とする. 超低粘性型の PC グラウトを規定. |
| | | 2005 PC グラウトの設計施工指針 (PC 工学会) | |
| 2010 年 | - | 2012 PC グラウトの設計施工指針 改訂 (PC 工学会) | 実物大注入確認試験の明記 プラスチックシーすの推奨 |

注) PC 建協 : プレストレスト・コンクリート建設業協会の略称. PC 工学会 : プレストレストコンクリート工学会の略称.

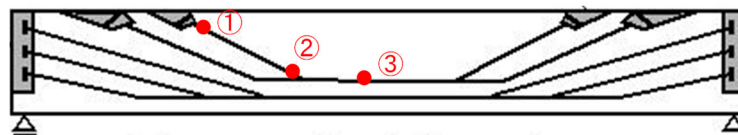
(2) グラウト材料

表-2.4 に、ケーブルの付着と防食を担うグラウト技術の変遷を示す。グラウトは、ケーブルを腐食から保護すること、ケーブルとコンクリート部材との一体性を確保するためのものであることは周知の事実であるが、グラウトはその品質や施工の良否により、PC 橋の耐久性に大きく影響を与える重要なものである。グラウト充填不足が生じている要因としては、①ブリーディングを許容する旧タイプのグラウトが用いられていたこと（1997 年頃以降はノンブリーディング型グラウトに切り替えられている）、②曲上げ角度の大きい上縁定着ケーブルを有すること（1993 年建設省標準設計以降の PCT 桁橋では曲上げ角度の小さい端部定着のみに移行している）などが挙げられる。

グラウト充填不足は、図-2.14 に示すように PC 鋼材の定着部付近、偏向部付近、支間中央付近で発生しやすい傾向にあることが確認されている²⁴⁾。ブリーディングを許容する旧タイプのグラウトの場合、グラウトがシーす断面に充填することがなく、シーすの底部に沿って流下し、グラウトが下方から充填する。このようにシーす断面を満たすことなく、グラウトが流下する現象が「先流れ」(図-2.15) である。

このときにシース内部に閉じ込められた空気が高いところに集まったのが残留空気である。1955年に初めて土木学会から「プレストレストコンクリート設計施工指針」²⁾¹⁵⁾が制定されたが、グラウトに関する記載は付着についてのみであり、ケーブルを保護する目的としては考えられていなかった。ケーブルの腐食から保護する目的でグラウトを扱われたのは、同指針の1961年改訂版からである。しかし、グラウトに関する記述内容はこの1961年からほとんど変化していない。

グラウトに関する技術基準が大きく変化したのは1980年代に入ってからである。それまでのグラウトはブリーディングが生じるものしかなかったが、ノンブリーディングタイプの混和剤が1980年頃に登場し、1997年頃からノンブリーディングタイプのグラウトが標準化されていった。さらに、2000年には超低粘性タイプの混和剤が登場するなど、グラウトをより確実に充填させる改善が進められた。以上より、既設PC橋を点検する場合においては、1997年頃のノンブリーディングのグラウト標準化が大きな境目になる。



①定着部付近 ②偏向部付近 ③支間中央付近

図-2.14 グラウト充填不足が発生しやすい箇所

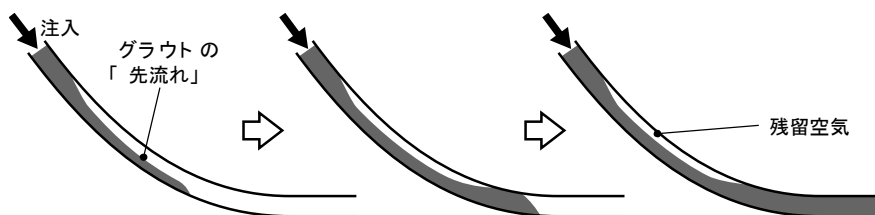


図-2.15 グラウトの先流れの概念図

(3) グラウトの施工管理

グラウトミキサーの性能が不適切な場合、練り混ぜ不良や材料分離などのリスクが高くなる。また、グラウトポンプの性能が低い場合、注入圧力が高くなるほど、注入時の閉塞が発生しやすくなる傾向にある。1984年に電動スクイズ式ポンプが導入されてから施工性の向上が計られている。また従来は、緊張管理表へPCグラウト注入の有無のみを記載する管理であったが、1996年に流量計による注入量の管理が義務づけられ、注入不足などのヒューマンエラーによるリスクの低減が図られている。

(4) 上縁定着部

1969年の「建設省標準設計」では、ケーブルの配置を曲げモーメントに対して合理的な配置とし、ケーブルの約半数を主桁上縁に定着していた。これは、当時まだ大容量の定着工法が無く全てのケーブルを桁端部に定着できなかったからである。1980年の建設省標準設計では、支間28mを境に主桁上縁定着がある桁とない桁が混在していた。その後、大容量定着工法の普及により、1994年の「建設省標準設計」では、ケーブルをすべて桁端部に定着することに改訂された。そのため、上縁定着では、橋面の排水が上縁の後埋めコンクリート打継ぎ面から定着具やシース内に浸入し、ケーブルを腐食・破断へと導く危険性があるため(図-2.16)、このような構造の場合は優先して調査する必要がある。それは、特に橋面に凍結防止剤が散布されている路線の橋梁で生じる可能性が高い。

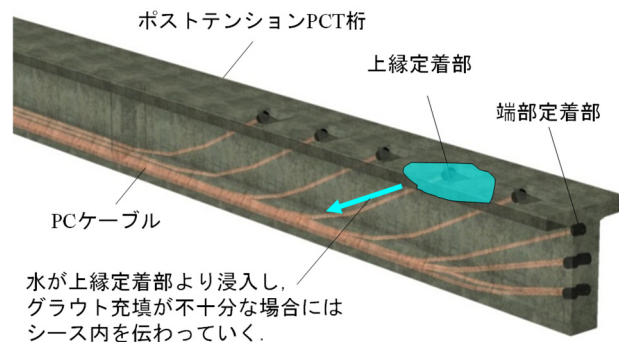


図-2.16 ポストテンションT桁の上縁定着からの水の浸入経路

(5) ケーブルの破断が生じやすい箇所と想定される破壊形態

前述のように、グラウトの充填不足は定着部付近、偏向部付近、支間中央付近で発生しやすい傾向にあることから、ケーブルの腐食や破断はそれらの位置で発生しやすいことが考えられる。

定着部付近ではせん断力の影響が支配的になるため、その部位でケーブルの破断が進行すると、最悪の場合にはせん断破壊が生じることも懸念される。また、最大曲げモーメントが発生する支間中央付近でケーブルの破断が生じると、曲げひび割れの発生よりたわみが増大し、曲げ破壊に至ることも懸念される。

2.3 損傷を有する PC 橋への各種非破壊検査の適用性

PC 橋の損傷のうち、ケーブルの腐食や破断、グラウト充填不足に関する調査において、目視点検や音では、損傷状態を発見することは困難であるため、様々な非破壊検査の研究が進められている。しかし、現状では高い精度で全体の充填状況や鋼材の破断状況などを把握するためには解決すべき課題も多い。

非破壊検査については、これまで製作供試体や実橋を活用した検証は比較的多くあるものの^{2.16)}、同一検体を用いて、各種非破壊検査技術を一連で検討している事例は極めて少ない^{2.17)}。ここで、同一検体を用いる理由は、検体の形状をはじめ内部損傷の大きさや位置などが非破壊検査に及ぼす影響が不明確であるため、そのような影響因子を可能な限り排除したいためである。

著者らは、実橋から撤去された主桁部材を用いて、損傷を有する PC 橋への各種非破壊検査の適用性や精度を検証している^{2.18)}。

対象橋梁は、1962年に海岸から約70mの河口上に建設された67m（支間長3@21.54m）の3連のPC単純T桁橋である（写真-2.8）。本橋は、1976年より塩害補修が着手され、その後、ケーブルの破断が点検で確認されている。そのようなケーブルの破断が数カ所におよび、かつ全体的に損傷が著しいことから（写真-2.9）、架け替えを余儀なくされた。2017年に新設橋の建設に伴い撤去されることになったため、3径間（P2～A2径間）のG4桁（図-2.16、図-2.17）を譲り受け調査した。

撤去された桁は、断面修復材の損傷、およびひび割れ・浮きが多数発生していた。また、損傷箇所は、海側の側面かつ支間中央よりA2側に集中していた。図-2.18に損傷が集中していた範囲の損傷状況を示す。ひび割れは、表面被覆材で覆われた状態で確認できたものである。そのため、非破壊・微破壊調査の実施位置は、架橋位置の外観で確認できた損傷状況から、内部鋼材の損傷が懸念される位置を中心に決定した。



写真-2.8 対象橋梁



写真-2.9 主桁下フランジ部の劣化状況

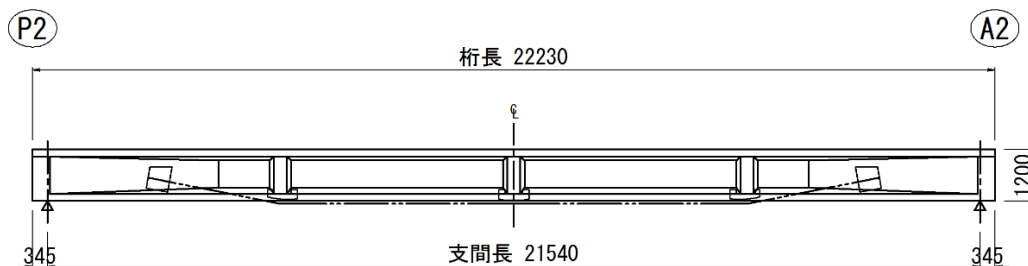


図-2.16 撤去 PC 桁の側面図

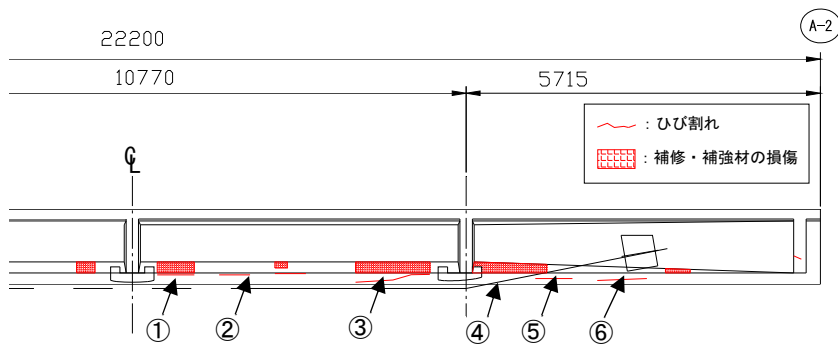


図-2.18 主桁の損傷状況

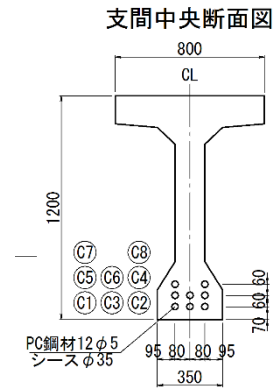


図-2.17 撤去PC桁の断面図

| ① (ひび割れ・補修材の損傷) | ② (ひび割れ) | ③ (ひび割れ・補修材の損傷) |
|-----------------|----------|-----------------|
| | | |
| ④ (ひび割れ・補修材の損傷) | ⑤ (ひび割れ) | ⑤ (ひび割れ) |
| | | |

写真-2.10 桁の損傷状況

本調査では、耐荷性能評価を行う上で必要なる情報について入手することを目的として、以下に示す3つの手法を検証している。

- 残存プレストレス ⇒ コア応力解放法
- ケーブルの破断位置 ⇒ 漏洩磁束法
- グラウト充填の有無 ⇒ SIBIE法 (Stack Imaging of spectral amplitudes Based on Impact Echo)

図-2.19に、非破壊検査の実施箇所を示す。いずれの調査も表面被覆および断面修復による補修が実施され、かつ再劣化によりひび割れや浮きが発生し、内部のケーブル12φ5の損傷が懸念された海側面の支間中央よりA2側の下フランジに適用し推定精度を検証した。

なお、コア応力解放の調査位置は、ケーブルの曲げ上げ区間となった場合、ケーブルの角度から分力を計算するなどの補正が必要となり、設計値との誤差が大きくなることから支間中央付近を対象とした。

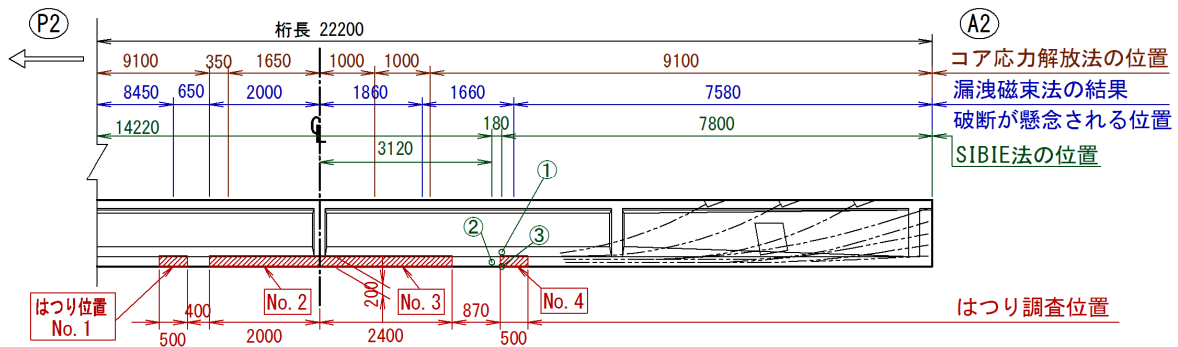


図-2.19 非破壊査とはつり調査の実施箇所

2.3.1 残存プレストレスの評価

残存プレストレスを確認するための手法として、代表的なものとしては鉄筋切断法^{2.19)}、コア応力解放法^{2.20)}、スリット応力解放法^{2.21), 2.22)}がある。

それらの技術に関しては、既設橋の用いた計測が実施されており、その中ではコア応力解放法が設計値と推定値と概ね一致し精度よく推定できる可能性があるとの報告がある^{2.23)} (図-2.20)。

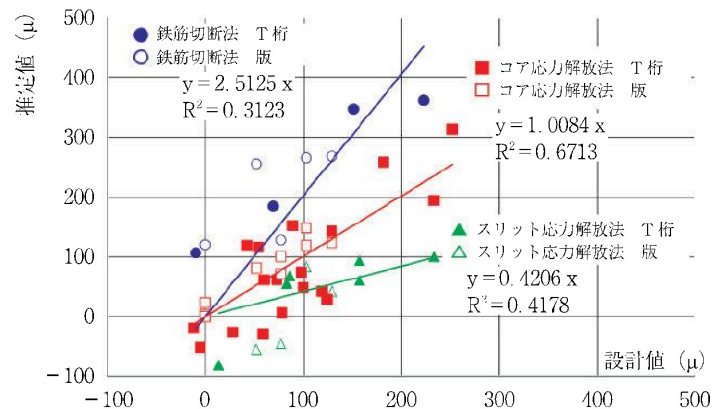


図-2.20 残存プレストレス設計値と推定値の比較^{2.23)}

(1) コア応力解放法の原理

図-2.21 に、コア応力解放法の調査概要を示す。写真-2.11 に、コア応力解放法の調査状況を示す。本手法は、コンクリート表面に応力方向 (x 方向) および直角方向 (y 方向) にひずみゲージを貼り、コア切込み前後のひずみをそれぞれ計測する。次に、ゲージを取り囲むように直径 50mm のコアドリルによる深さ 18mm の切込みを入れて内部応力を解放する。最後に、切込み後に解放されたひずみを計測する。

評価方法については、計測した 2 方向の歪み差をとり、これに乾燥収縮の内外拘束などの影響を考慮して、プレストレスと自重に関連したひずみ成分を抽出する。これに、弾性係数を乗じて有効応力を推定する。それに、設計図書や復元設計による自重分の応力を差し引くことで有効プレストレスを推定できる。有効応力推定の提案式は以下のとおりである。

$$\sigma_{x,e} = -E_{x,c} \cdot \Delta\varepsilon_{x,e} \quad (2.1)$$

$$\Delta\varepsilon_{x,e} = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{1 + \nu} \left(\frac{2 - \varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}{2 - 3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} \right) - \frac{\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}^2 \cdot \varepsilon_{sht,x}}{2 - 3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} - \varepsilon_{sht,x} (\gamma_{1x} - \gamma_{1y}) \left(\frac{2 - \varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}{2 - 3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} \right) \quad (2.2)$$

$$\gamma_{1x} = \frac{E_{x,s} \cdot A_{x,s}}{E_{x,c} \cdot A_{x,c} + E_{x,s} \cdot A_{x,s}} \quad (2.3)$$

$$\gamma_{1y} = \frac{E_{y,s} \cdot A_{y,s}}{E_{y,c} \cdot A_{y,c} + E_{y,s} \cdot A_{y,s}} \quad (2.4)$$

ここに、

$\sigma_{x,e}$: x方向の有効応力、

$\Delta\varepsilon_{x,e}$: x方向の有効応力が解放されるときx方向の弾性ひずみ、

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$: コア削孔により解放されるx方向およびy方向の全ひずみ、

ν : コンクリートのポアソン比、

$\varphi_{t,x}$: 材齢tにおけるx方向のコンクリートのクリープ係数（土木学会コンクリート標準示方書など適切な予測式による）、

$\varepsilon_{sht,x}$: 材齢tにおける鋼材による拘束がない場合のx方向のコンクリートの乾燥収縮ひずみ（土木学会コンクリート標準示方書など適切な予測式による）、

$E_{x,c}, E_{y,c}$: x方向およびy方向のコンクリートの弾性係数、

$E_{x,s}, E_{y,s}$: x方向およびy方向の鋼材の弾性係数、

$A_{x,c}, A_{y,c}$: x方向およびy方向のコンクリートの単位長さ当たりの断面積、

$A_{x,s}, A_{y,s}$: x方向およびy方向の鋼材の単位長さ当たりの断面積、

である。

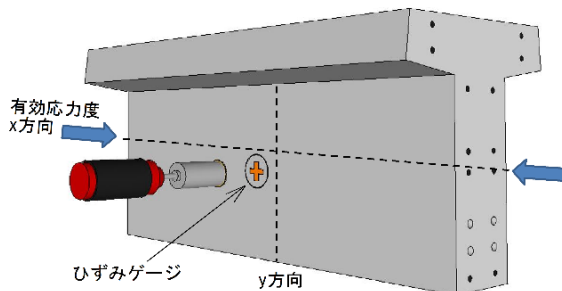


図-2.21 コア応力解放法の調査概要



写真-2.11 コア応力解放法の調査状況

(2) コア応力解放法による測定

表-2.5 に計測ひずみ結果および有効ひずみ結果を、表-2.6 に測定結果から算定した有効プレストレスの結果と設計値の比較結果を示す。なお、設計値は詳細資料がないため、鋼材配置などを仮定した復元設計の値（建設時を想定）としている。

表-2.7 にコア応力解放法の推定精度の結果を示す。なお、ケーブルの破断本数・損傷本数は、素線の破断本数を考慮した「破断本数」と、素線の破断がある場合に1本と数える「損傷本数」に区別した。たとえば、12 ϕ 5の素線が6本破断していた場合、「破断本数」は0.5本、「損傷本数」は、C1～C8のう

ち、たとえば C1 のなかで 1 本でも素線の破断がある場合には、1 本と表記した。

残存プレストレスを設計値の概ね 10%程度以内で推定できるが、破断本数でみると 20%程度とやや解体調査結果と乖離した。このことから、ケーブルの破断が素線レベルでは残存プレストレスの推定は困難であることがいえる。

表-2.5 計測ひずみおよび有効ひずみの結果

| No. | 計測ひずみ | | 乾燥収縮ひずみ (コン示 ^{※1}) (μ) | クリープ係数 (コン示 ^{※1}) | 鉄筋量 ^{※2} | | 有効ひずみ 計算値 ^{※3} (μ) | 静弾性 係数 ^{※4} (N/mm ²) |
|-----|-------------------|-------------------|--|--------------------------------|----------------------------|----------------------------|---|---|
| | x 方向 (μ) | y 方向 (μ) | | | x 方向 (mm ²) | y 方向 (mm ²) | | |
| 1 | -413 | -227 | 306 | 2.4 | 539 | 212 | -150 | 33736 |
| 2 | -330 | -105 | | | | | -182 | |
| 3 | -154 | -28 | | | | | -102 | |
| 4 | -213 | -105 | | | | | -88 | |

※1：クリープ係数・乾燥収縮ひずみは詳細な資料がないためコンクリート標準示方書で示されている値の平均を使用

※2：単位長さあたりの鉄筋量 (x 方向：主鉄筋, y 方向：せん断補強鉄筋),

※3：x 方向の有効応力が解放するときの x 方向の弾性ひずみ

※4：コンクリートコア 3 本の平均値。

表-2.6 残存プレストレスの算出結果

| No. | 死荷重時 (自重+プレ) | | 自重 | 残存プレストレス | | | |
|-----|-----------------------------|-----------------------------|------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| | 設計値 (N/mm ²) | 推定値 (N/mm ²) | | 設計値 (N/mm ²) | 設計値 (N/mm ²) | 推定値 (N/mm ²) | 差 (N/mm ²) |
| 1 | 9.5 | 5.1 | -5.3 | 14.8 | 10.4 | -4.4 | 70% |
| 2 | | 6.1 | | | 11.3 | -3.4 | 77% |
| 3 | | 3.4 | | | 8.7 | -6.1 | 59% |
| 4 | | 3.0 | | | 8.3 | -6.5 | 56% |

表-2.7 コア応力解放法の推定精度

| No. | 解体調査 | | 調査結果 | |
|------|----------------------------------|---|---|--------------------------------------|
| | ケーブル破断本数 (破断箇所) ^{※1} | 設計値 ^{※2} σ_{p1} (N/mm ²) | 計測値 σ_{p2} (N/mm ²) | 設計値との比較 σ_{p2}/σ_{p1} |
| 1, 2 | 0.5 本 (2 本) | 13.9 (11.3) | 10.9 ^{※3} | 78% (96%) |
| 3, 4 | 2.6 本 (3 本) | 10.3 (9.6) | 8.5 ^{※4} | 82% (89%) |

※ケーブルは 12φ5 の 1 束を 1 本「シース 1 本分」とした。

※1：破断本数と損傷本数

破断本数：素線の破断数を考慮 (12φ5 の素線が 6 本破断していた場合、「破断本数」は 0.5 本と表記)。

損傷本数：C1～C8 のうち、たとえば C1 のなかで 1 本でも素線の破断があれば 1 本と表記。

※2：破断本数または損傷本数分のプレストレスを控除。

※3：表-2.6 中の No.1 および No.2 の推定値の平均値。

※4：表-2.6 中の No.3 および No.4 の推定値の平均値。

※No.3 は消失していたケーブル 1 本も含む本数とした。

2.3.2 ケーブルの破断位置の推定

ケーブルの破断を非破壊で検査する手法として、X線や漏洩磁束法などがある。そのなかで、漏洩磁束法は、測定や結果の解釈が比較的容易で、視覚的にも認識しやすい形で結果が出力されることから、ケーブルの破断検知に有効な技術として比較的多くの試験的検証がなされている。たとえば、萩原ら^{2.24)}は、漏洩磁束法の適用範囲を把握する調査を行っている。具体には、ケーブルのかぶりや破断したケーブルの鋼材間距離などが磁束密度に及ぼす影響を検証している。その結果、かぶり130mm程度で、破断したケーブル間距離0mmが適用範囲としている。また、ケーブルの破断間隔が大きい場合は最大で190mm程度まで適用が可能としている。また、実橋においてもその適用性が確認されており、渡瀬ら^{2.25)}はPCポステンT桁橋について、ケーブルの破断の状態を的確かつ明瞭に評価できたとしている。また、萩原ら^{2.26)}は、その他の橋梁形式において検証がなされており概ね評価できたとしている。

(1) 漏洩磁束法の原理

図-2.22に漏洩磁束法の測定原理を示す。漏洩磁束法は、ケーブルが強磁性体であることを利用し、図2.22(a)のように、コンクリート表面からケーブルを磁石により磁化し、図-2.22(b)のように、磁化されたケーブルによる残留磁束密度を測定することにより、鋼材破断の有無や破断位置を検知する。計測結果については、図-2.22(c)に示すように、ケーブルに破断などが無い場合は一方がS極、他方がN極となるが、破断などがある場合はS極、N極が破断箇所でも発生する。この磁束を計測することで鋼材の破断を検出するものである。

検査機器は、検査するケーブルをケーブル長手方向に磁化するために永久磁石を内蔵した磁石ユニットとコンクリート表面におけるコンクリート面に垂直な方向成分の磁束密度を測定する磁気計測ユニットの2つで構成される(写真-2.12)。

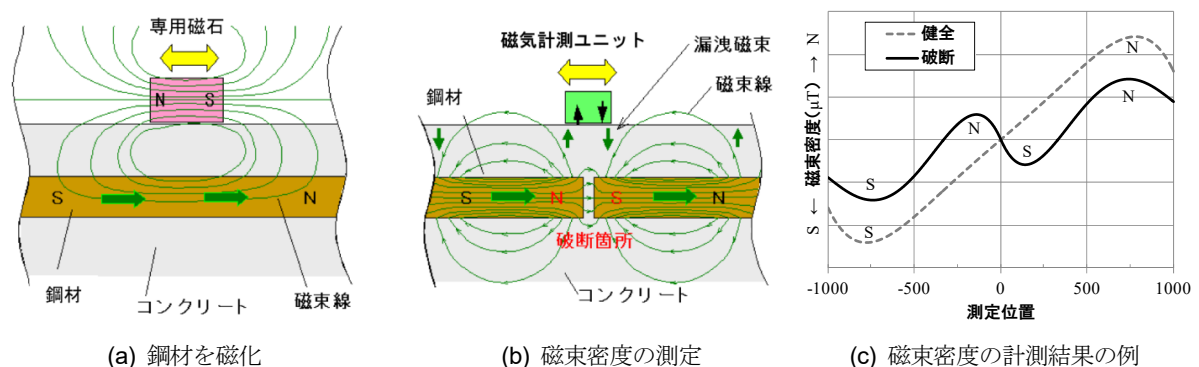
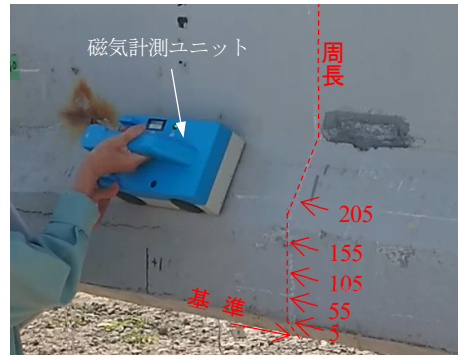


図-2.22 漏洩磁束法の測定原理^{2.25)}



注) 図中の矢視と数字は磁束密度の測定ライン

(a) 磁石ユニットによる着磁状況



注) 図中の矢視と数字は磁束密度の測定ライン

(b) 磁束密度の測定

写真-2.12 漏洩磁束法の調査状況

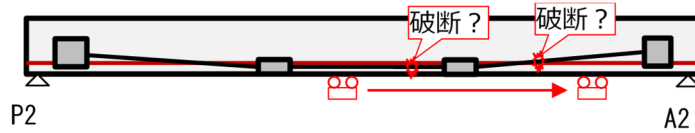
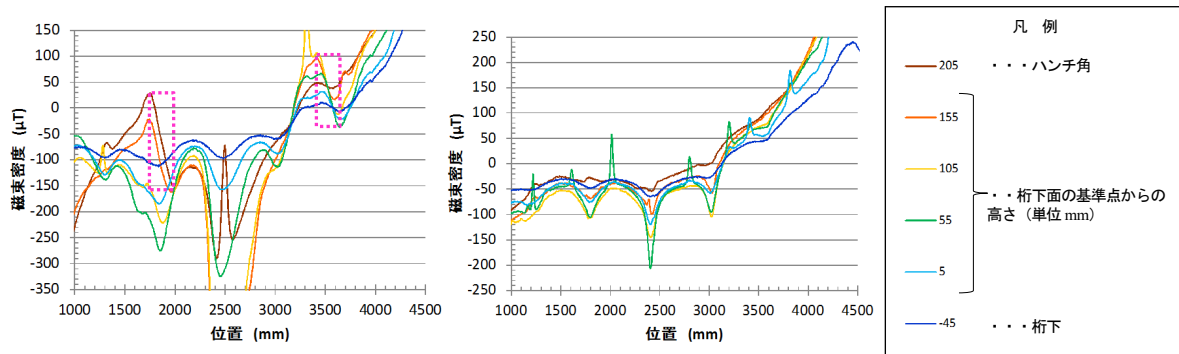


図-2.23 漏洩磁束法の調査のイメージ

(2) 漏洩磁束法による測定

写真-2.12 に漏洩磁束法の調査状況を示す。調査は、外観上鋼材の破断が疑われる箇所を重点的に調査している (図-2.23)。図-2.24 に磁束密度の測定結果を示す。横軸は支間中央からの距離、縦軸は磁束密度を示す。なお、凡例の 205~45 の数値は断面方向の測定ラインを示している。海側の側面に着目すると、支間中央から 1860mm 付近 (図-2.24 中点線枠) の基準点からの高さ 155mm と 205mm において 3520mm 付近 (図-2.24 中点線枠) の基準点からの高さ 155mm の位置において S 字波形がみられたことから、C4、C7 の一部の PC 鋼線が破断している可能性があるとして推定された。

一方、山側の側面では S 字波形がみられず、ケーブルの破断はないと推定される。なお、磁束密度が凸状の波形となっている部分は鉄筋の影響を受けたものである。



(a) 側面 (海側), 支間中央~A2 側

(b) 側面 (山側), 支間中央~A2 側

図-2.24 磁束密度の測定例

表-2.8 ケーブル破断位置の調査結果

| 調査位置 | 解体調査 損傷本数 ^{※1} (支間中央からの距離) ^{※2} | 調査結果 推定損傷本数 ^{※1} (支間中央からの距離) ^{※2} | 判定 |
|--------------------|---|---|----|
| No.1 | 0本 | 1本 (-2650mm) | × |
| No.2 | 1本 (-1600mm) 1本 (-1000mm) | 1本 (-2000mm) | △ |
| No.3 ^{※3} | 1本 (+1000mm) 1本 (+1225mm) | 2本 (+1860mm) | △ |
| No.4 | 0本 | 2本 (+3520mm) | × |

※1：損傷本数：C1～C8のうち、たとえばC1のなかで1本でも素線の破断があれば1本と表記。

※2：P2側（-）、A2側（+）として表記。

※3：1本消失していたケーブルは、漏洩磁束法では消失を把握できないため、損傷本数に含んでいない。

表-2.8 に、ケーブル破断位置の調査結果を示す。本手法ではケーブルの破断状況を計測波形から判断するため、素線本数までを把握することは困難である。そのため、波形ピーク値が小さく、素線破断であると判断される場合でもケーブル1本（12φ5の1束）の破断とした。

調査結果より、支間中央付近（No.2 および No.3）では鋼材破断の判定についてのみ解体調査と同様の結果が得られたが、破断位置について特定できていない。したがって、鋼材破断の有無について概ね推定可能である。

2.3.3 グラウト充填有無の判定

グラウト充填状況を確認するための手法として、放射線、超音波あるいは弾性波を利用した非破壊検査手法がある。そのなかで、グラウトの充填状況を効率よく調査できる技術として SIBIE 法がある。SIBIE 法は、調査結果をコンター図化（画像化）できる点があり、視覚的に分かりやすくすることで判定が容易にできる特徴を有している。これまで、実橋を含め比較的多くの検証がなされている。たとえば、内田ら²²⁷⁾は、試験桁や実橋を活用した測定を行っており、グラウト充填部と未充填部を明瞭に区別することができたとしている。また、山田ら²²⁸⁾も、試験体を利用してグラウト充填したシース管と未充填シース管との検出性能の比較を行い、シース管が未充填であるかもしくは充填であるかを評価できるしている。長岡ら²²⁹⁾も、実橋を活用した調査により、調査結果が調査後に削孔した結果と一致したとの報告がある。

(1) SIBIE 法の原理

図-2.25 に、SIBIE 法の調査概要を示す。SIBIE 法は、インパクトエコーの原理を利用して、周波数スペクトルから弾性波の反射・回折の影響を画像化し、欠陥部を評価するものである。具体には、衝撃入力装置を用いてコンクリート表面に衝撃を加えることで弾性波を入力し、コンクリート中に伝播する弾性波の波形を波形記録装置により計測し、計測した波形データを解析用ソフトに読み込み、SIBIE 解析により解析対象の反射が強い領域をコンター図化するものである。

図-2.25 中の黒丸はシースの位置を示しており、色の濃淡により弾性波の反射の強さを表している。結果の評価は、シースの位置で反射の強い色の濃い領域が現れた場合、グラウト未充填と判定する。衝撃入力した面と反対の側面の左側に色の濃い領域が現れた場合にはグラウト充填と判定する。

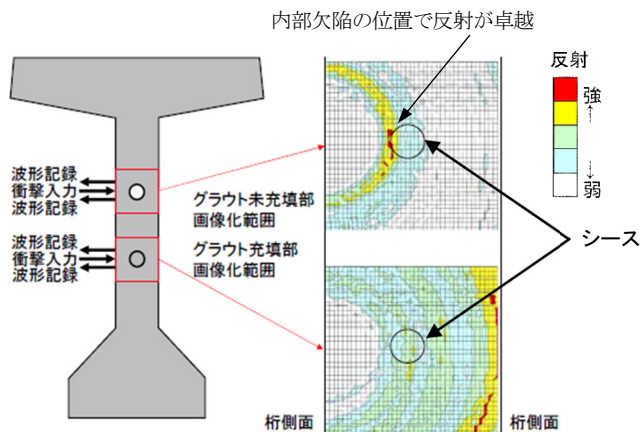


図-2.25 SIBIE 法の調査概要^{2.29)}



写真 2.13 SIBIE 法の調査状況

(2) SIBIE 法による測定

グラウト充填不足に関する一般的な調査は、充填不足が生じやすい上縁定着ケーブルの曲げ上げ部となるウェブ側面などに対して実施されるが、本調査ではケーブルが密に配置されており、かつコンクリート断面形状が複雑である下フランジに敢えて適用している。

写真-2.13 に、SIBIE 法の調査状況を示す。写真-2.14 に測定位置を示す。調査位置は、ケーブル位置を非破壊調査で確認後、ケーブルの曲げ上げ区間で計測可能な範囲で上方部と、過去にケーブルの破断が確認された位置付近を対象とした。調査は、測定点を中心に±50mm 離れた 2 箇所に加速度計を設置 (図-2.26) し、バネ式の衝撃入力装置 (写真-2.15) により衝撃を入力して反射波を波形記録装置に記録する。記録した波形結果よりイメージングを行い、コンター図からグラウト充填状況を判定する (図-2.27)。

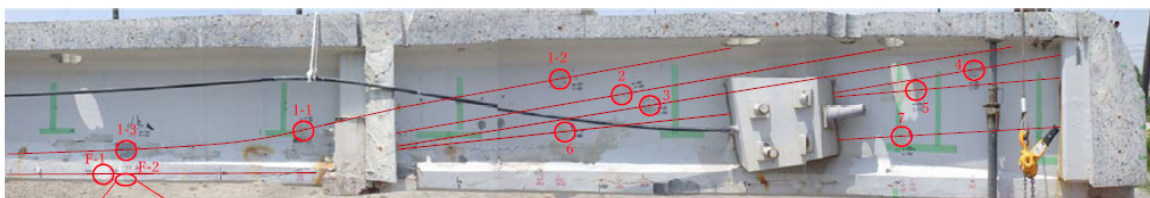


写真-2.14 SIBIE 法の計測位置図

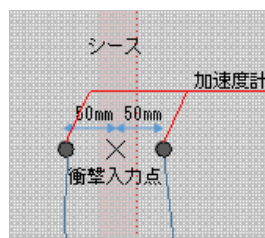
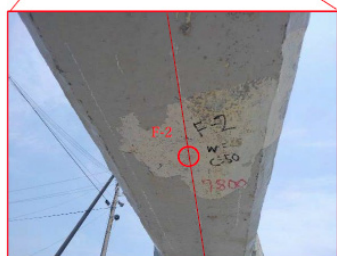


図-2.26 加速度計設置位置

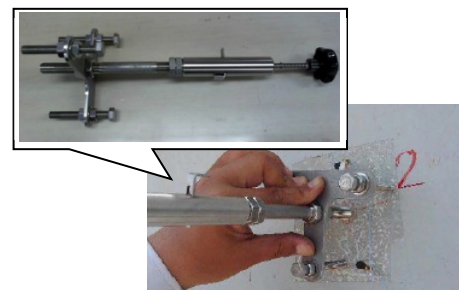


写真-2.15 衝撃入力装置

| | | | | |
|----|---|--------------------------------|---|----------------------------|
| 結果 | 入力面 反対面 | 入力面 反対面 | 入力面 反対面 | 入力面 反対面 |
| | | | | |
| 判定 | 判定:○ 充填 | 判定:× 未充填 | 判定:△ 充填不良の可能性あり | 判定:※ 判定困難 |
| 特徴 | シース前面で反射が現れておらず、弾性波を入力した面（入力面）の反対の面（反対面）に反射が現れている場合 | シース前面で反射が現れており、反対面に反射が現れていない場合 | シース前面ではないが、シース位置で反射が現れており、反対面に反射が現れていない場合 | シース位置、反対面以外の場所で反射が卓越している場合 |

図-2.27 SIBIE 法の判定基準

表-2.9, 図-2.28 に, SIBIE 法の調査結果および判定結果の例をそれぞれ示す. 解体調査では, 全て調査箇所がグラウトの充填が確認されたが, 非破壊調査では全ての箇所 (11 箇所) でそれぞれ 5 回計測を行ったが, 解体調査とは異なる判定結果となった. 原因は, センサーの位置がケーブル直上に一致しなかったこと (事前調査でケーブルの正確な位置出しが困難であった), 弾性波を利用する手法では内部の浮きや空洞の影響を受けること, 下フランジでは入射する衝撃波の入射面と反射面が平行でないことが挙げられる.

表-2.9 SIBIE 法の調査結果

| 調査番号 | 調査位置 | 調査結果 | | | | |
|------|-------|------|------|------|------|------|
| | | 1 回目 | 2 回目 | 3 回目 | 4 回目 | 5 回目 |
| 1-1 | ウェブ | △ | △ | △ | △ | ※ |
| 1-2 | ウェブ | ○ | × | ※ | × | ※ |
| 1-3 | ウェブ | △ | ※ | △ | △ | ※ |
| 2 | ウェブ | ※ | △ | △ | △ | △ |
| 3 | ウェブ | ※ | ※ | △ | ※ | ○ |
| 4 | ウェブ | △ | △ | △ | △ | △ |
| 5 | ウェブ | △ | × | ※ | △ | × |
| 6 | ウェブ | × | × | ※ | × | × |
| 7 | ウェブ | ※ | ※ | ※ | △ | ○ |
| F-1 | 下フランジ | × | × | × | ※ | ※ |
| F-2 | 下フランジ | × | × | ※ | ※ | △ |

判定記号の説明

○: 充填

×: 充填不足

△: 充填不足の可能性あり

※: 判定困難

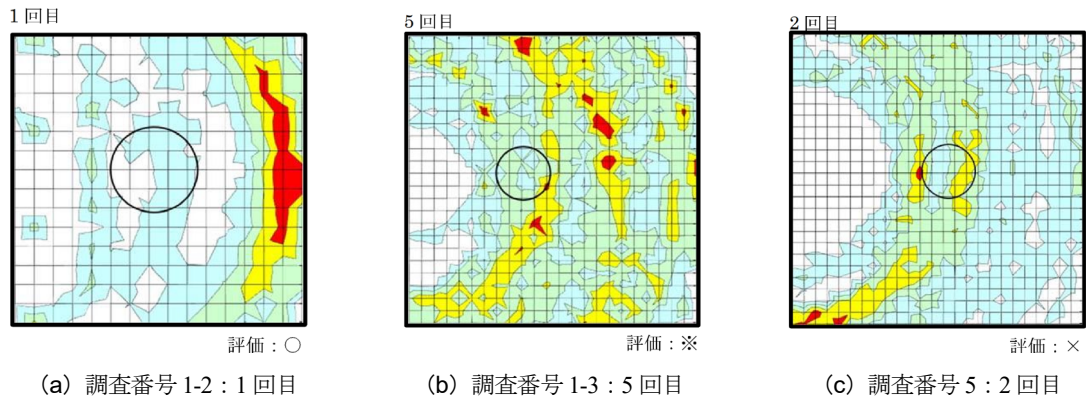


図-2.28 SIBIE 法の判定結果の例

2.3.4 非破壊検査の適用に関する留意事項

表-2.10 に、実橋の撤去部材の活用により検証された非破壊調査の適用に関する留意事項を示す。漏洩磁束法については、ケーブルが直線に配置された区間でかつ、かぶりが一定の箇所での測定が必要となる。また、PC 橋の鋼材は多段配置されているが、その最外縁のみ測定可能である。

コア応力解放法については、調査位置においてコンクリート内部に空洞がある場合など、それらが測定結果に影響を及ぼす。また、既設橋に多く見られる断面修復された箇所など、プレストレスが導入されていない箇所は測定不能である。さらに、ケーブルの曲げ上げ部などの応力状態が複雑な部位においては測定精度に影響を与えるため注意が必要である。

SIBIE 法はかぶり厚さによる影響なく測定が可能であるが、PC 橋の最外縁のみ測定可能である。また、調査位置のシース内以外に空洞があると測定結果に影響を与えることに加え、衝撃波の入射面と反射面が平行でなければ（たとえば、ハンチ）測定が困難である。なお、計測においては、ケーブル位置を正確に把握していることが前提になるため注意が必要である。

表-2.10 非破壊検査の留意事項

| 調査項目 | ケーブル配置 | 損傷 (ひび割れ ・浮きなど) | 留意事項 |
|-------------|---------------------|-----------------------|---|
| 漏洩 磁束法 | 直線区間 (かぶり一 定) | — | <ul style="list-style-type: none"> ケーブルを磁化させるため、部材表面の鋼製材料から 600mm 程度離れた範囲とする必要がある（本橋は外ケーブル偏向部が鋼製材料であった）。 ケーブルは最外縁側のみ測定可能。 |
| コア応力 解放法 | 直線区間 | 損傷部は 避ける | <ul style="list-style-type: none"> 調査位置内部に空洞や異物混入があると影響を受ける。 プレストレスが導入されていない断面修復部は測定不能。 ケーブル曲げ上げ部など（桁の応力状態が複雑な部位）は測定精度に影響を与える。 |
| SIBIE 法 | — | 損傷部は 避ける | <ul style="list-style-type: none"> 調査位置のシース内以外に空洞が存在すると影響を受ける。 衝撃波の入射面と反射面が平行でない部位（ハンチ面など）は測定困難。 多段配置のケーブルは最外縁側のみ測定可能。 |

2.4 PC 橋の耐荷性能評価に関する既往の研究

2.4.1 ケーブル破断が生じた PC 桁の耐荷性能評価

前述のとおり、これまで建設されてきた PC 橋の中には、グラウトの充填が十分に行われていない事例が報告されている。シース内にグラウトの未充填箇所があると、雨水や塩化物イオンなどがシース内に侵入する恐れがあり、その結果、ケーブルが破断する可能性があり、この状況を放置すると落橋という重大事故に繋がる可能性もある。そのため、ケーブルの破断による耐荷性能に関する評価は極めて重要である。

既往の研究において、ケーブルが腐食した場合における耐荷性能評価に関する知見は整理されてきているが、鋼材破断に着目した研究事例は比較的少ない。それらの事例は、ケーブルを強制的に破断させた供試体を用いた実験や構造解析あるいは実橋から撤去された部材を用いた研究が行われている。

前田らは^{2.30)-2.32)}は、ケーブルの破断がプレストレスに及ぼす影響について、ケーブルと PC グラウトの付着特性に着目した実験により検討している。具体には、ケーブルが破断してもグラウトがシースに充填されていれば、プレストレスが PC 桁に部分的に確保される可能性があることを踏まえ、ケーブル破断後の鋼材とグラウトとの付着特性に着目した要素試験を実施し鋼材破断後の残存プレストレス量を把握している。それによると、プレストレスの減少範囲は破断位置から $50\sim 70\phi$ の範囲としている。その結果を活用し、ケーブルを切断した PC 梁の静的載荷実験を実施し、その曲げ耐力を算定する際に、ケーブルの破断によるプレストレスの減少範囲と残存割合の影響を考慮する方法を提案している (図-2.29)。ただし、鋼材の破断量が大きいほど曲げ耐力を過小評価するとしている。

蒲らは^{2.3)}、44 年供用され撤去された PC 桁を利用して、ケーブルが破断した場合を想定して、人為的にケーブルを全 8 本中 2 本切断した後外ケーブル方式により補強し、それら段階ごとに載荷試験を実施して、プレストレス状態と変動現象の関係および切断した PC 鋼線の状態を把握している。その PC 鋼線の破断によって低下した耐荷力は、外ケーブル補強によって設計荷重に十分に耐えられるまで回復することを確認している。また、切断した PC 鋼線の付着切れは、プレテンション部材の定着長 65ϕ と同程度の範囲で生じるが、PC グラウトの充填不良が付着切れ範囲および PC 鋼線の応力減少量を拡大させている可能性があることを示している (図-2.30)。

木村らは^{2.34)}、38 年間供用されたのち塩害により損傷を受け撤去された PC 桁を対象にせん断試験や曲げ載荷試験を実施している。せん断載試験では、せん断ひび割れの兆候が確認されたもの、耐荷力は

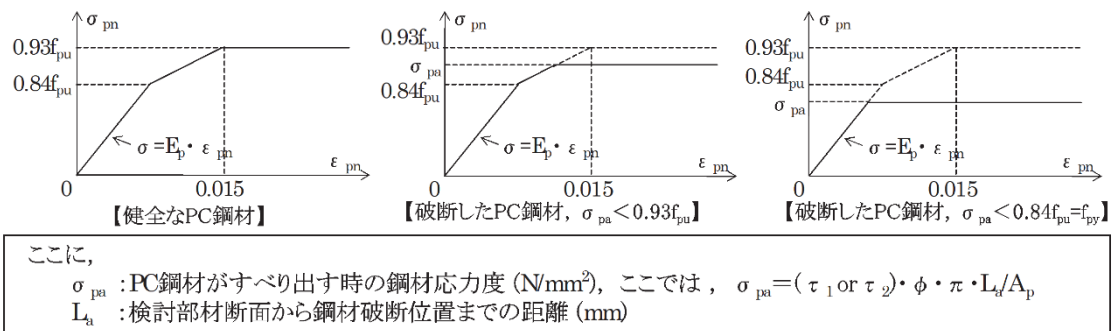


図-2.29 鋼材破断によるプレストレスの減少の影響を考慮した PC 鋼材の応力-ひずみ関係^{2.32)}

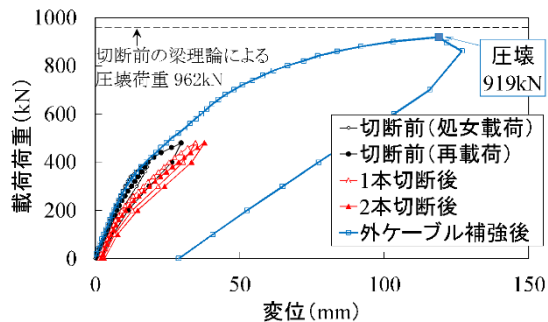


図-2.30 荷重-変位関係^{2.33)}

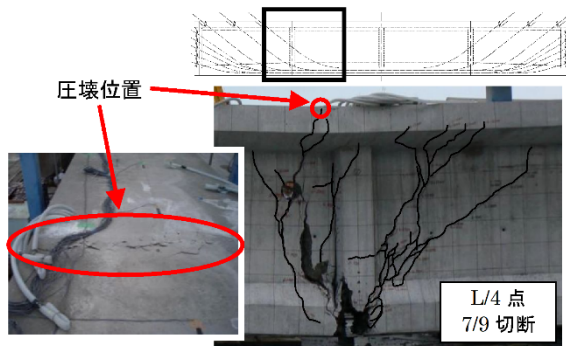
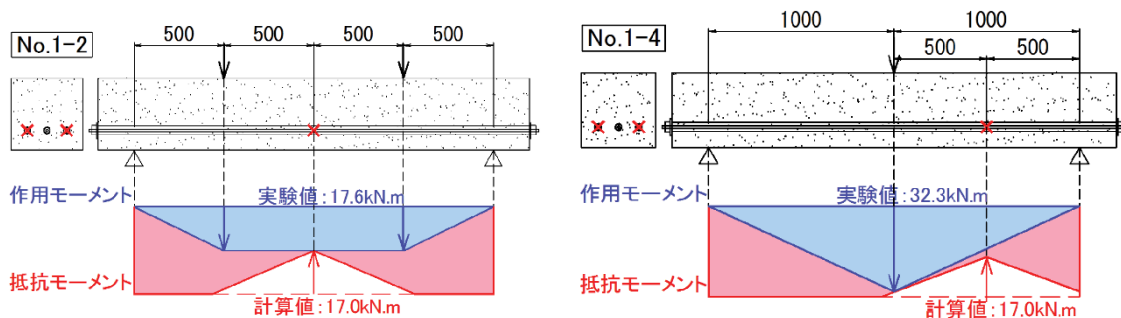


図-2.31 破壊性状^{2.35)}



(a) 破断箇所作用モーメントの最大を示さない場合 (b) 破断箇所作用モーメントの最大を示さない場合

図-2.32 PC 鋼材の破断に伴う梁の耐荷特性の概念図^{2.36)}

曲げ耐力に相当すると推定している。また、ケーブルとグラウトの付着特性に着目した曲げ載荷試験では、グラウト充填状況が良好であれば鋼材破断が生じても急激な耐力低下は生じないことを確認している。

青木らは^{2.17)}、供用後 40 年経過した PC 桁について、ケーブルを破断させて PC 桁の載荷実験を行い、PC ケーブルを 3/5 束破断した場合でも、終局荷重に対して十分な曲げ破壊安全度を有することを明らかにしている。

前田らは^{2.27)}、実大 PC 桁の静的載荷試験を実施により、ケーブル破断に伴う PC 桁の変状および破壊挙動を把握しており、グラウトの充填区間の相違により、ひび割れ発生及び進展状況が大きく異なることを確認している (図-2.31)。

横田らは^{2.36)}、ケーブルの破断位置が耐荷性能に及ぼす影響について検討している。具体には、ケーブルに損傷を与えた PC 梁により、ケーブルの損傷度、損傷箇所および載荷方法を変化させて載荷実験を行った結果、グラウトが充填された場合には破断面から離れた断面の破壊抵抗曲げモーメントが付着により回復し、梁の作用曲げモーメントとの関係から梁の耐荷力特性が示される事を明らかにしている。

蒲らは^{2.37)}、グラウト充填区間が異なる実大 PC 桁の供試体を用いた実験の結果、グラウトが十分に充填された場合では、定着部付近のすべての PC 定着部が切断されても耐力が維持されること、また、それは PC 定着部の 3 分の 1 を切断しても、設計値と同等の耐力が得られることが確認している (図-2.32)。

村田ら^{2.38)}は、定着部からせん断破壊面を想定した位置まで未充填を模したアンボンド区間を設け、ケ

ケーブル破断の再現実験を行い、ケーブルが破断しない状況でのせん断耐力以上かつ曲げ耐力と概ね同程度の耐荷力を有していたとしている。また、木村ら²³⁴⁾も、定着部付近で未充填が確認された実橋の撤去桁の桁端部でせん断載荷を行った結果、せん断ひび割れの兆候が確認されたもの、耐荷力は曲げ耐力に相当するとしている。

以上の PC 桁に関する既往の調査研究によると、少なくとも以下のようなことが明らかにされているといえる。

- 曲げ試験に関しては、ケーブルの破断が生じて、その以深でグラウトが充填されている場合には、破断したケーブルがグラウト充填区間に再定着されることによりプレストレスが確保されるため、耐荷力の低下が比較的小さいこと。
- せん断試験に関しては、せん断ひび割れの兆候がみられるものの、実験での耐力は曲げ耐力に相当すること。ただし、それはケーブルの破断箇所の以深でグラウトが充填されていることが前提である。

2.4.2 PC 上部構造全体の耐荷性能評価

これまで、上部構造全体を対象とした載荷試験は比較的多く行われている²³⁹⁾⁻²⁴³⁾。それは、道路橋としての道路機能の性能確保の確認を目的としたものである。具体には道路橋示方書²⁴⁴⁾では道路機能の喪失の回避や道路機能の速やかな回復が行い得るかどうかに着目して、それを満足させるために道路橋に許容される状態が定められており、設計実務ではそれを満足するように評価が行われる。

上部構造全体の評価に関する載荷試験は、一般的には車両走行試験が中心であり、それは上述のとおり、現況の設計荷重に対する上部構造としての機能性(車両などの荷重を支持し円滑に通過させるなど)を評価する目的で実施される。しかし、主桁部材の損傷が進行し、鋼材破断などの深刻な損傷が生じた場合においては、上部構造全体が不安定になることも想定され、落橋などの致命的な損傷に至る可能性も考えられる。そのような、致命的な損傷に対するリスクを制御する目的で、冗長性を考慮した構造(リダンダンシーと呼ばれることが多い)あるいはバックアップ構造(フェールセーフ構造)にすることが求められる場合がある。ここで、冗長性を考慮した構造とは、一般的には異常などによる影響により、連鎖的に損傷範囲が拡大しないように、同様な機能を有する部材間での応力再分配により、補完されるように予め構造上の措置を行うものとしている。

冗長性の概念を導入したと考えられる AASHTO の基準²⁴⁵⁾では、「橋が損傷状態において、設計上の機能を維持できる性質」または「部材の損傷や破壊後において、橋が荷重を支持できる能力」と定義している。しかし、リダンダンシーのある構造として、明確に規定しにくい余裕度をどのように制御して橋の安全性を確保するかについて定量的に評価する手法は確立されていない。これまで、上部構造全体の破壊安全性の評価のために、国内では上部構造が破壊するまでの載荷を試みた事例²⁴⁶⁾もあるが、載荷能力の限界より試験が中止されたとの報告があり、コンクリート橋が破壊に至るまでの載荷試験(以下、破壊試験)による実耐力を検証した事例は、著者の知る限り存在しない。

国外での、破壊試験は、確認されている範囲で 30 件実施されている²⁴⁷⁾。その大まかな内訳は鉄筋コンクリート橋が 23 件、PC 橋が 7 件であり、そのなかには床版橋、箱桁橋、桁橋など様々な形式のものが含まれている。以下に、比較的詳細な情報のあるものとして、本研究の対象橋梁と同様な構造形式である PC 桁橋の破壊試験の概要について述べる。

1970 年、ボイリングフォーク・クリーク橋^{248),249)}(橋長 80.47m, PC ポステン桁, 1963 年竣工, イギ

リス)では、3つのスパンで4回の破壊試験が行われている。最初の試験では、床版が局所的な押し抜きせん断破壊が発生した。次に、端部のスパンで実施された1回目の試験では、スラブと桁の界面にクラックが発生し、押し抜きせん断破壊が発生した。さらに、内側のスパンでの2回目の試験では、せん断力が最も作用するように荷重を配置したが、この場合においても局所的な破壊が発生した。もう一方の端部スパンで実施された3回目の試験では、局所的な破壊を避けるために、スラブの上にコンクリートの載荷版を設置して載荷試験を行った結果、ピーク荷重の83%でプレキャスト内桁とスラブの間でスターラップが破断するとともに、主桁上縁のコンクリートが圧壊した。その時、内桁にはせん断破壊が発生していることが確認されている。また、その実耐力は試験値の110%であったことが確認されている。

2000年、ソウル・プサン橋^{2.50)}(橋長360m、PCプレテン桁、1971年竣工、釜山)の破壊試験では、横方向に2.0m、縦方向に4.2mの車輪間隔を持つタンデム車をベースとした荷重構成により、2本の主桁の中央に載荷している。その破壊試験では、縁石が圧壊しており、そのときの最終的な耐荷力は設計荷重の約10倍であったとしている。この試験では、横桁が荷重分配に寄与しており、耐荷力をより正確に評価するためには、この分配効果を考慮する必要があると報告されている。

2014年、キルナ橋^{2.51)}(橋長121.50m、PCポステン桁、1959年竣工、スウェーデン)の破壊試験では、橋軸直角方向に荷重分配桁を配置し、5スパンあるうちの2スパンの中央にある桁に荷重をかけている。破壊試験では、外桁、内桁の順に破壊し、内桁は破壊後もかなりの残存耐力を示していたとしている。両桁ともに、コンクリートのひび割れや鉄筋の降伏が広範囲に発生し、延性的な挙動を示していたが、終局時ではせん断破壊が起こり、桁の斜めの亀裂を横切るスターラップが載荷点の両側で破断し、この時点で載荷板がスラブを貫通していたとしている。

以上のPC桁橋の破壊試験や他の様々な形式での破壊試験を含め、以下のような知見が得られている。

- 破壊試験では、従来の構造計算で算出した耐力値よりも大幅に高い耐荷力が得られる。
- 曲げ破壊は比較的正確に予測することができるが、せん断破壊の挙動が十分に予測できていない。
- 既設橋梁では、材料物性値が設計時の値と大きく異なることが多く、試験で得られた材料物性値を使用することで耐荷力評価の精度が大幅に向上するケースが多い。そのため、耐荷力の評価は各橋梁から得られる材料物性値の情報に基づいて実施すべきである。

一方、極少数であるが上部構造全体の評価に関する解析的検討が見られる。上原子ら^{2.52)}は、塩害劣化の著しい実橋PC上部工を対象として、ケーススタディーとして劣化の顕在化する桁の位置が構造性能に及ぼす影響について有限要素法解析により検討している。その結果、PC上部工の場合では、腐食によるケーブルの断面欠損により鋼材破断が誘発されるので、終局状態では靱性に極めて乏しい破壊挙動を示すとしている。また、劣化桁に隣接する桁が健全ではなく、しかもそれが片側に集中している場合には、構造性能上それが不利に作用している可能性があることを示している。

2.5 本研究の課題

グラウト充填不足に起因した損傷の実態と調査分析、またグラウト充填不足やケーブル破断に関する調査を合理化するための非破壊検査手法の適用性に関する検証、さらに、ケーブルが破断した場合における PC 主桁単体をはじめ PC 上部構造全体の構造安全性について、知見についてとりまとめた。

したがって、グラウト充填不足に起因した損傷に対する点検や調査手法に関しては、これまでの知見により概ね明らかになっている。しかしながら、既設 PC 橋の構造安全性の評価については、これまでに十分に検証されてきていない実スケールに近い供試体を用いた検討や上部構造全体としての破壊安全性の評価について、精度よく再現できる解析手法を確立する必要がある。

以上を踏まえて、本論文では既設 PC 橋の構造性能評価の高度化に向けて検討すべき課題について以下に整理する。

- 既設 PC 橋の中で、構造上特に懸念すべき損傷要因として、ケーブルの破断による損傷があり、その損傷の要因となるグラウト未充填区間は桁端部の定着部付近で生じやすい。その損傷が深刻化し、そこでケーブル破断が生じた場合には、せん断耐力の低下が想定されるが、それに着目した研究は極めて少ないこと。また、これまでのケーブル破断に関する研究事例は、T 型形式に限定したものであり、あくまでも矩形断面の単純桁における破断を模擬したものであり、実スケールに近い供試体を用いて破壊の影響を立体的に評価した研究は存在しない。

具体的には、定着部付近でのケーブル破断を模した耐荷力評価に関する調査事例は、実 PC 橋を模擬した研究は存在するが、T 型形式に限定したものであり、本研究で対象としている箱桁形式の耐荷力評価に関して、これまで検証した事例はない。

- 劣化が生じた部材を対象とした既往の知見において、部材ごとの耐荷力を評価する手法は開発されてきているものの、実際に上部構造に組み込まれた場合の破壊性状や、上部構造の破壊安全性との関係は必ずしも明確になっていない。これまで、国内では上部構造全体を対象とした載荷試験は比較的多く行われているが、それらは車両走行試験などによる弾性範囲内での評価が中心であり、必ずしも橋梁全体の破壊安全性に対する評価とはなっていない。そのためには、上部構造そのものの破壊安全性を評価するためには、実際に橋梁が破壊するまでの試験を実施し、それを検証する必要がある。
- 実務上行われる既設橋の耐荷力評価は、上部構造の最大耐力そのものを評価するのではなく、あくまで道路橋の要求水準として与えられている荷重に対し、各部材が破壊しないことを照査している。一方で、上部構造のうち一部の部材のみが劣化が著しく進行した場合もあり、そのような場合において、上部構造全体としてみたとき必ずしも安全性が低下しているとは限らない。したがって、部材単体だけでなく、PC 上部構造全体としての破壊安全性を合理的に評価できる評価手法を確立する必要がある。

【参考文献（第2章）】

- 2.1) 村下剛, 小林憲一, 谷川健一, 大平英生, 齋藤玄: 一般国道 18 号妙高大橋の損傷と現況報告について, 国土交通省 平成 22 年業務研究発表資料, 2010.
- 2.2) 吉越政浩, 谷口雄一, 板谷優也, 岩井雅紀: 国道 18 号妙高大橋の維持管理について, 平成 28 年度国土交通省国土技術研究会, 2016.10.
- 2.3) 木村嘉富, 田中良樹, 花井拓: コンクリート道路橋メンテナンス技術高度化への取組み—CAESAR, 臨床研究、載荷試験, 検査・診断技術—, プレストレストコンクリート技術協会第 40 回技術講習会, 2012.2.
- 2.4) Woodward, R. J. and Williams, F. W.: "Collapse of Ynys-y-Gwas Bridge, West Glamorgan", Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, Vol. 84, pp. 635-669, Aug. 1988.
- 2.5) Woodward, R. J.: "Collapse of a Segmental Post-Tensioned Concrete Bridge", Transportation Research Record, Vol. 1211, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. pp. 38-59, 1989.
- 2.6) 国土交通省: 道路橋の予防保全に向けた有識者会議 (第 1 回) 参考資料, 2007.10.
- 2.7) (公社) プレストレストコンクリート工学会: コンクリート橋・複合橋保全マニュアル, 2018.7.
- 2.8) 国立研究開発法人土木研究所・(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査—, 共同研究報告書第 488 号, 2016.3.
- 2.9) (社) プレストレストコンクリート建設業協会: PC 構造物の維持保全—PC 橋の更なる予防保全に向けて—, 2015.3.
- 2.10) (公社) 土木学会: 2018 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], 2018.10.
- 2.11) (公社) プレストレストコンクリート工学会: 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, 2016.9.
- 2.12) (公社) プレストレストコンクリート工学会: コンクリート橋・複合橋保全マニュアル PC 技術規準シリーズ, 2018.7.
- 2.13) (公社) プレストレストコンクリート工学会: PC 構造物高耐久化ガイドライン, 2015.4.
- 2.14) David Trejo, Radhakrishana G.Pillai, Mary Beth D. Hueste, Kenneth F. Reinschmidt, and Paolo Gardoni.: Parameters Influencing Corrosion and Tension Capacity of Post-Tensioning Strands, ACI Material Journal/March-April, pp.144-153, 2009.3.
- 2.15) (社) 土木学会: プレストレストコンクリート設計施工指針, 1995.4.
- 2.16) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 道路橋等の点検効率化等への計測・非破壊検査技術の適用性に関する共同研究 (I) 非破壊検査・計測技術の道路橋等の点検要領への導入に関する共同研究—コンクリート構造物の内部損傷の詳細に関する非破壊検査の適用性に関する研究—国総研資料第 981 号, 2017.7.
- 2.17) 青木圭一: プレストレストコンクリート橋における PC 鋼材破断とその調査および性能評価に関する研究, 埼玉大学学位論文, 2016.3.
- 2.18) 国立研究開発法人土木研究所・(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋の性能評価および外ケー

- ブル補強技術に関する研究－，共同研究報告書第 520 号，2020.12.
- 2.19) 横山和昭，長田光司，室井智文，加藤卓：鉄筋切断法による実 PC 橋の残存プレストレス測定に関する検討，プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.13，pp.501-504，2004.9.
- 2.20) 二井谷教治，渡瀬博，阪田憲次，綾野克紀：コンクリート部材の有効応力の推定手法に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.20，No.2，pp.27-37，2009.5.
- 2.21) 出水亭，肥田研一，伊藤幸広，松田浩：応力解放法による PC 構造物の現有作用応力の推定方法の開発，第 19 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.241-246，2010.10.
- 2.22) 松田浩，出水亭，伊藤幸広，肥田研一：既存 PC 橋の残存プレストレス測定技術の現状-光学的計測法を用いた応力解放法による測定-，プレストレスコンクリート Vol.56，pp.25-28，2014.11.
- 2.23) 長谷俊彦：高速道路の長寿命化の取り組み，コンクリート工学，Vol.57，No.5，pp.329-334，2019.5.
- 2.24) 萩原直樹，宮永憲一，青木圭一：実橋による漏洩磁束法の適用性検証，プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.24，pp.283-286，2015.10.
- 2.25) 渡瀬誠，木村美紀，青木圭一，横山貴士，宮永憲一，先本勉，宮川豊章：漏洩磁束法による PC ポストテンション桁橋における PC 鋼材破断調査の実用化，土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集，V-274，pp.547-548，2014.9.
- 2.26) 萩原直樹，広瀬剛，廣瀬誠，木村美紀：漏洩磁束法を用いた実橋調査，プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.25，pp.273-276，2016.10.
- 2.27) 内田昌勝，森寛晃，綾田隆史，大津政康：SIBIE 法による PC グラウトの充てん検査技術，コンクリート工学，Vol.42，No.2，pp.21-26，2004.2.
- 2.28) 山田雅彦，渡海雅信，中居陽子，大津政康：SIBIE による PC グラウト未充填部の検出性能の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.2，pp.691-695，2008.
- 2.29) 長岡寛，山田雅彦，大野雅幸，大津政康：既設橋の PC グラウト充填調査－SIBIE 法の実橋への適用－，第 26 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.635-638，2017.10.
- 2.30) 前田友章，田所敏弥，徳永光宏，谷村幸裕：PC 鋼材破断字における PC 桁の残存プレストレス評価に関する一考察，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，V-596，pp.1119-11120，2008.9.
- 2.31) 前田友章，徳永光宏，田所敏弥，谷村幸裕：鋼材破断時の付着特性に着目した PC 梁の曲げ耐力に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No.2，pp. 529-534，2010.
- 2.32) 轟俊太郎，前田友章，谷村幸裕，岡山準也：PC 鋼材破断後の PC 梁の耐荷特性，第 19 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.43-48，2010.10.
- 2.33) 蒲和也，増井隆，秋元泰輔：44 年供用した PC 桁の載荷試験報告（その 2），第 23 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.239-242，2014.10.
- 2.34) 木村嘉富，石田雅博，宇佐美惣，花井拓，本間英貴，吉田英二，松沢政和：塩害により損傷を受けたポストテンション PCT 桁の耐荷力評価，構造工学論文集，Vol.62A，pp.837-849，2016.2.
- 2.35) 前田友章，轟俊太郎，田所敏弥，谷村幸裕：PC 主鋼材が破断した実大 PC 桁の静的載荷試験，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，V-645，pp.1289-1290，2010.9.
- 2.36) 横田敏広，IsuruWIJAYAWARDANE，睦好宏史：腐食した PC 鋼材を有する PC 梁の耐荷力特性と解析的性能評価手法の検討，土木学会論文集 E2，Vol.74，No.4，pp.213-233，2018.10.
- 2.37) 蒲和也，渡邊晋也，吉川直志，斉藤成彦：PC ケーブルの破断が PC 桁の耐荷性状に及ぼす影響，

- 構造工学論文集, Vol.66A, pp.725-732, 2020.4.
- 2.38) 村田一郎, 大坪正行, 濱田謙, 森川英典: 定着部付近での内ケーブルの破断を想定した鉄道 PCI 形桁のせん断耐力に関する一考察, 土木学会論文集 E2, Vol.71, No.3, pp.203-219, 2015.7.
- 2.39) 縦山好幸, 宮川豊章, 野村勝義, 杵本正信: 局部的損傷を有する PC 箱桁橋の健全度評価と考察, コンクリート工学論文集, 第 12 巻 3 号, pp.39-50, 2001.9.
- 2.40) 安井幸市朗, 道久英一, 塚田祥久, 井川理智: 架設後 47 年を経過した PC 橋の健全性評価, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, V-357, pp.713-714, 2010.9.
- 2.41) 鈴木基行, 岩城一郎, 上原子晶久, 内藤英樹, 久田真, 鶴田浩章, 佐々木暢智, 千葉陽子: 著しい塩害を受けた PC 橋の静的載荷試験, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.3, pp.231-244, 2010.7.
- 2.42) 出水亨, 松田浩, 高橋洋一, 伊藤幸広, 甲斐靖志: 48 年供用されたポストテンション PCT 桁橋の実橋載荷試験と現作用応力測定, 土木構造・材料論文集, 第 27 号, 2010.12.
- 2.43) 武田健太, 田中泰司, 伊藤裕章, 大谷拓矢, 登石清隆, 樋口徳男: 鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価—妙高大橋の事例—, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.712-724, 2020.3.
- 2.44) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2017.3.
- 2.45) American Association of State Highway and Transportation: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd ed., 2004.
- 2.46) 増渕孝二, 後藤祐司: 中央自動車道前原 OVB: 載荷試験報告, 日本道路公団試験所技術情報, No.62, pp.56-62, 1982.4.
- 2.47) Niklas, B., Cosmin, P. and Lennart, E.: Failure tests on concrete bridges : Have we learnt the lesson?, Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 14, No. 3, pp.292-319, 2018.
- 2.48) Burdette, E. G. and Goodpasture, D.W.: Test to failure of a prestressed concrete bridge. PCI Journal, Vol.19, pp.92-103, 1974.
- 2.49) Oh, B. H., Kim, K. S. and Lew, Y.: Ultimate load behavior of posttensioned prestressed concrete girder bridge through in-place failure test. ACI Structural Journal, Vol.99, pp.172-180, 2002.
- 2.50) Niklas B.: Structural assessment procedures for existing concrete bridges: Experiences from failure tests of the Kiruna Bridge (Ph.D. thesis). Luleå University of Technology, Luleå.
- 2.51) 上原子晶久, 岩城一郎, 鈴木基行: 著しい塩害を受けて劣化した道路橋 PC 上部工の鋼材腐食を考慮した構造解析, 土木学会論文集 E2, Vol.67, No.3, pp.333-350, 2011.

第3章 定着部付近のケーブル破断がPC箱桁橋の耐荷性能に及ぼす影響

3.1 概説

ポストテンション方式のプレストレスト・コンクリート橋（以下、PC橋）は、コンクリートの打設後にケーブルを緊張する方式であり、ケーブルの腐食などの劣化を防止するためシースとケーブルの隙間をグラウトで充填することが必須である。しかし、これまで建設されてきたPC橋の中には、グラウトの充填が十分に行われていない事例が報告されている^{3.1)-3.3)}。

シース内にグラウトの未充填箇所があると、雨水や塩化物イオンなどがシース内に侵入する恐れがある。その結果、ケーブルが腐食・破断する可能性があり、この状況を放置すると落橋という重大事故に繋がる可能性もある。海外では、グラウトの充填が不十分であることに起因したケーブル破断により落橋した事例もある^{3.4)}。シース内のグラウトは、先流れやブリージングなどの影響でシースの曲げ上げ部付近やケーブル定着部付近が未充填であることが多い傾向がみられる^{3.5)}。支間27m以下では1994年以前、支間28m以上では1980年以前のPC橋では、ケーブルが桁の上縁に定着されているため、床版防水が機能していれば問題はないが、その防水機能が低下することでグラウトの未充填箇所に雨水などが進入し、ケーブルの損傷は深刻化する。

既往の研究では、既設PC橋の中で施工実績が多いT桁型式、あるいはそれに準じた矩形型式で、ケーブルの損傷による腐食や破断後の耐荷性能を評価した研究事例が比較的多く見られる^{3.6)-3.11)}。それらの研究によると、ケーブルの破断が生じて、その以深でグラウトが充填されている場合には、破断したケーブルがグラウト充填区間（以下、充填区間）に再定着されることによりプレストレスが確保されるため、耐荷力の低下が比較的小さいことが確認されている。横田ら^{3.10)}は、破断面から離れた抵抗曲げモーメントの回復状況と梁の作用曲げモーメントの状況から、桁の耐荷力が決定されることを定量的に示している。ただし、それらの事例はケーブルが直線配置された支間中央付近でケーブル破断が生じた場合であり、グラウト未充填（以下、未充填）が生じやすい桁端部でのケーブル破断を再現していない。

桁端部の定着部付近でケーブルの損傷や破断が生じた場合には、せん断耐力の低下が想定されるが、それに着目した研究は極めて少ない^{3.12), 3.13)}。村田ら^{3.12)}は、定着部からせん断破壊面を想定した位置まで未充填を模したアンボンド区間を設け、ケーブル破断の再現実験を行い、ケーブルが破断しない状況でのせん断耐力以上かつ曲げ耐力と概ね同程度の耐荷力を有していたとしている。この時、せん断破壊に至る兆候であったとしながらも、破壊形態は確認できていない。木村ら^{3.13)}は、定着部付近で未充填が確認された実橋の撤去桁の桁端部でせん断荷重を行った結果、せん断ひび割れの兆候が確認されたもの、耐荷力は曲げ耐力に相当するとしている。この実験でも、同供試体を用いた別途試験への影響を勘案し、破壊が生じる前に試験を中断しており、破壊形態は確認できていない。

以上のように、定着部付近でケーブルの損傷や破断が生じた場合においては、せん断ひび割れ位置で破壊に移行しやすいことが確認されており、前述と同様にグラウトが十分に充填されていれば、耐荷力の低下が比較的小さいことが確認されている。しかし、その耐荷力は曲げ耐力に相当することから、一般的なせん断破壊の傾向とは明らかに異なるが、その破壊性状については十分に明らかにされていない。

一方、上部構造としてのPC桁は桁単体で挙動するのではなく、複数の桁が連結されて立体的な挙動

をする。さらに、桁単体で考えた場合も箱桁のように断面方向に立体的な広がりをもつ部材についても、一次元的な挙動ではなく、実際には立体的な挙動を示す。このような箱桁の端部にケーブル破断が生じる場合には、ケーブル破断が耐荷性能をはじめ、破壊性状や立体的挙動に与える影響については明らかでない。

本研究では、PC箱桁橋においてケーブル破断箇所の違いが破壊形態や桁構造の立体的な挙動に与える影響について明らかにするために、桁端部の定着部付近にてケーブル破断を模擬したPC箱桁供試体を製作し、静的載荷試験を行う。また、3次元非線形FEM解析による立体的な挙動に関する分析を行う。それらの結果を踏まえ、定着部付近のケーブル破断が生じた場合におけるPC箱桁橋の構造性能評価に関して必要な知見を得ることを目的とする。

3.2 実験概要

3.2.1 供試体

図-3.1～3.2、写真-3.1及び表-3.1に実験に使用した供試体の概要を示す。供試体は、箱桁型式のポストテンション方式の実橋PC橋を想定し、道路橋示方書^{3,14)}(以下、道示)に基づき設計した1/2縮小モデルの健全供試体1体(以下、供試体G0または健全供試体)と片側または両側のケーブルの破断及びグラウトの未充填を模擬した供試体2体(以下、それぞれ供試体G1または片側破断供試体、供試体G2または両側破断供試体)の合計3体の供試体を製作した。供試体の桁高は1.0m、支間は7.5mとした。

供試体G1及び供試体G2は、それぞれウェブの片側及び両側のケーブルが腐食により破断し、かつ下フランジ部のケーブルも腐食による破断を想定した。なお、下フランジ部のケーブルは未設置の状態としており、PCシースのみを配置している。供試体G0は、それらすべてのケーブルが健全の状態である。

表-3.2に、コンクリートの圧縮強度試験結果を、表-3.3に、鋼材の引張強度試験の結果をそれぞれ示す。供試体に使用したコンクリートは、設計基準強度40N/mm²である。なお、材齢は実験スケジュールの関係上、130～200日程度経過している。グラウト材は、水セメント比36%で、材齢28日における圧縮強度は100N/mm²である。

表-3.2 コンクリートの圧縮強度試験結果*

| 供試体 | 圧縮強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) | ポアソン比 | 材齢 (日) |
|-----|------------------------------|-------------------------------|-------|-----------|
| G0 | 51.1 | 34.1 | 0.20 | 138 |
| G1 | 52.7 | 31.3 | 0.21 | 210 |
| G2 | 44.5 | 30.8 | 0.21 | 210 |

※3 本の平均値

表-3.3 鋼材の引張試験結果

| 鋼材 | 種類 | 降伏点 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) |
|--------------------|---------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| D10 ^{※1} | SD345 | 354 | 504 | 192 |
| ケーブル ^{※2} | SWPR7BL1S12.7 | 1830 | 1992 | 194 |

※1 3本の平均値 ※2 ミルシートの値

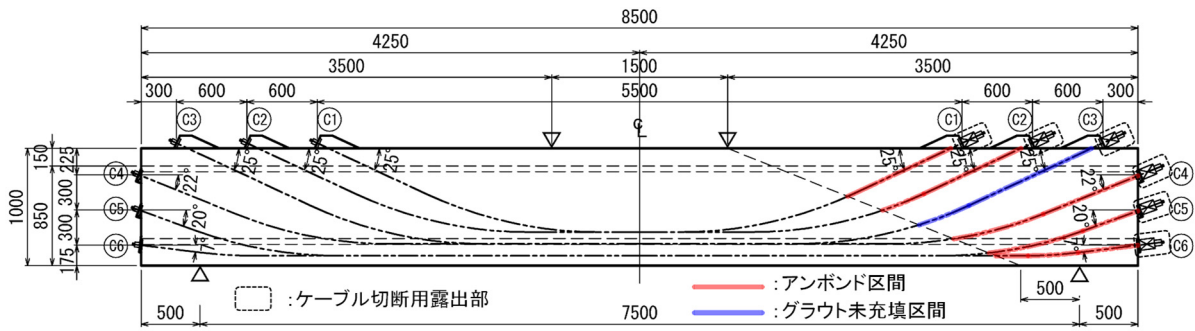
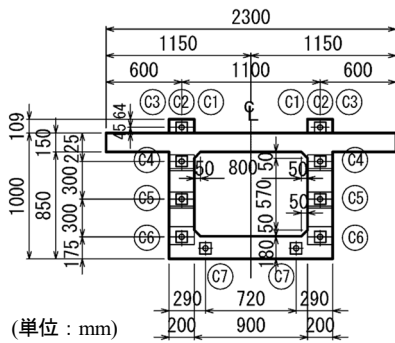


図-3.1 供試体 G1 (R 側) の側面図 (ケーブル配置図) ※R 側からの透視図

(単位 : mm)



(単位 : mm)



写真-3.1 供試体 G0 の外観

表-3.1 供試体の概要

| 供試体 | 状態 | 損傷概要 | |
|-----|----------|----------|-----|
| | | 断面図 (端部) | 平面図 |
| G0 | 健全 | | |
| G1 | 片側ウェブ損傷※ | | |
| G2 | 両側ウェブ損傷※ | | |

※ : アンボンド区間 : ケーブル未設置 (シースのみ設置)



写真-3.2 定着部のケーブルの切断状況

3.2.2 ケーブル破断の模擬

定着部付近でのケーブル破断を再現するために、定着部から図-3.1 に示すような想定破壊面（载荷点と支点から $h/2$ 点 (h :供試体高さ) を結ぶ線) までの区間において、未充填区間を模擬し定着部にケーブル切断用の露出部を設け、その露出部のケーブルをガス切断することによって、ケーブル破断を模擬した（写真-3.2）。未充填区間は各ウェブのケーブルの片方の端部にのみ設定した。

未充填区間は、基本的にアンボンド処理によって再現しているが、一部のケーブルでは実際に未充填を再現している。実際の未充填は、供試体 G1 では、L 側ウェブに配置された C3 ケーブル、供試体 G2 では、L 側と R 側の両ウェブにそれぞれ配置された C3 ケーブルに設定した。このような未充填の処理は後述の非破壊検査の適用性検証のために行われたが、ケーブルとグラウトとの付着を切る意味では同一の条件であり、以降、区別しないこととした。

アンボンド区間に使用したケーブルは、より線に防錆グリスを塗布し、ポリエチレンシースにより被覆されたものを用いた（図-3.3）。なお、未充填区間は鋼製シースにグリスを塗布せずケーブルを配置し、グラウト充填は行っていない。

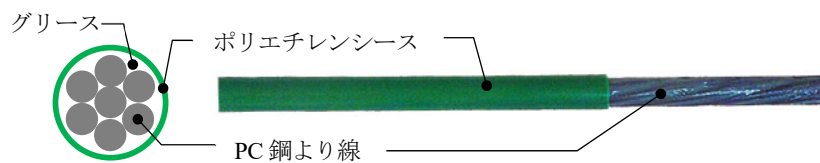


図-3.3 アンボンド処理方法

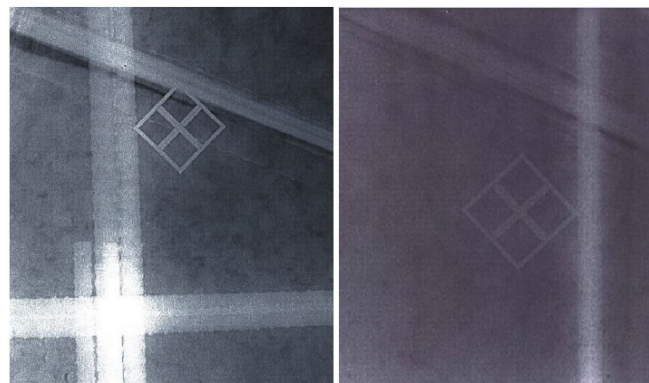
3.2.3 高出力 X 線透過法によるグラウト充填・未充填の境界領域の可視化

透過 X 線検査については内部構造を可視化できるという点においては有効な手法のひとつである。

X 線検査としては、一般的には 300 keV 程度の X 線源を用いた可視化検査、10 keV 程度の低エネルギーポータブル型蛍光 X 線分析装置による元素分析などが行われている^{3.15), 3.16)}。コンクリートは一般に、X 線の遮蔽材としても利用されているなど透過率の低い材料であり^{3.17), 3.18)}、低エネルギーの X 線では厚いコンクリートを透過することが困難である。

写真-3.3 は、実橋から撤去された PC 桁において 300 keV による X 線透過の結果である。部材厚が 160

mm までならば、3 分程度の照射で鮮明な画像が得られているが、部材厚が 400 mm の場合には照射時間が 1 時間を超えても鮮明な画像が得られない。一般的に、部材厚が 300 mm を超えると極端に透過性が低下する。しかし、シース内のケーブルが破断する可能性が高い桁端部などでは、部材厚が 300 mm を超える場合も多く、有効な可視化の手段が求められていた。このような状況に対し、300 mm を超える部材厚にも対応できる X 線源として、電離放射線障害防止規則に準じた自主安全管理のもとで野外使用が可能な高エネルギー X 線源 (950 keV) が開発されている^{3.19)}。これらの X 線源は、300 mm を超えるコンクリート部材も透過可能な高い X 線のエネルギー量を持ちながら、橋梁検査において屋外で使用可能である。



(a) 標準部
(部材厚 : 160mm)
(照射時間 : 3min)

(b) 桁端部
(部材厚 : 400mm)
(照射時間 : 60min)

写真-3.3 X 線透過法によるグラウト充填状況

可搬型 X 線源によって生成される X 線は、従来の X 線管による X 線よりも高エネルギーとなる。そのため「放射性同位元素等による放射線障害の防止に関する法律」(放射線障害防止法) に従い、安全を確保した上で使用される。950 keV X 線源は、その最大エネルギー値が 1MeV 以下であることから、放射線障害防止法に該当しないが、電離放射線障害防止規則に基づき一時的に放射線管理区域を設定して管理を行っている。

写真-3.4 に、本調査に用いた装置の外観を、表-3.4 に本装置の諸性能を示す。写真-3.5 に X 線発生装置及びイメージングプレートフィルム (以降、IP フィルム) 設置状況を示す。片側に X 線発生装置を配置し、箱桁内部の裏面のコンクリート表面に IP フィルムを貼り付けて撮影を行った。グラウト充填度の判定は、撮影された画像の濃淡 (未充填部分は部材厚が薄くなるので濃くなる) から判定を行った。図-3.4 に、撮影結果を示す。グラウト充填不足箇所があれば濃淡が濃く撮影され、当該箇所に空隙があることがわかる。

グラウト未充填区間においてケーブルが破断した場合、ケーブル径 ϕ に対して 65 ϕ 程度の定着長をもって、充填区間においてケーブルが再定着することが一般的に知られている^{3.20),3.21)}。そのため、PC 桁の構造性能の評価においては、再定着領域を適切に評価し、残存プレストレス量を推定する必要がある。したがって、ケーブル破断の有無だけでなく、グラウト充填・未充填の境界領域を検出することは極めて重要であり、950keV 線源においてその境界領域の検出が可能であることが示された。

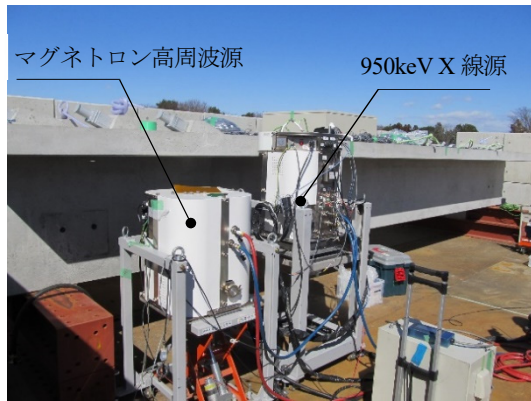


写真-3.4 X線透過法による調査状況

表-3.4 可搬型950keV X線源の諸性能

| | |
|------------|---------------|
| 使用機器 | 950 keV Linac |
| 運転周波数 | 9.3GHz |
| RF源 | Magnetron |
| RF電力 | 250 |
| ビーム電流 | 130 mA |
| 最大ビームエネルギー | 950 keV |
| 電子銃電圧 | 20 kV |



写真-3.5 IPフィルムの設置状況（箱桁内部）

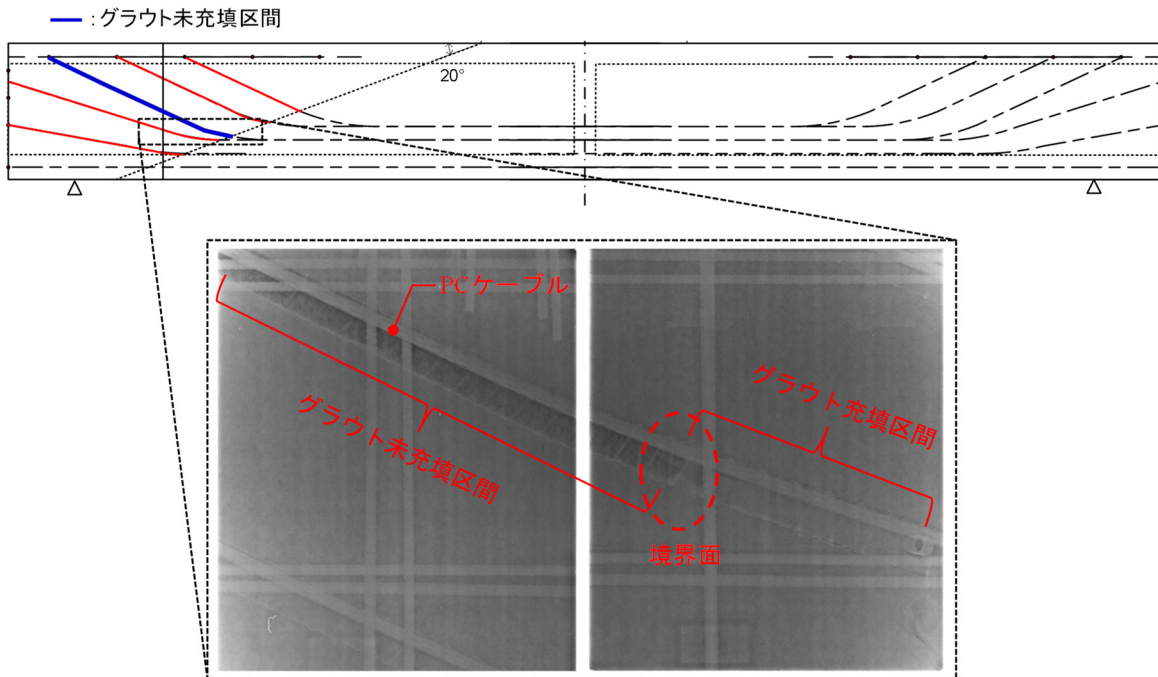


図-3.4 950 keV X線源による撮影結果

3.2.4 供試体の設計

供試体の製作にあたり、各供試体の耐力計算を行った。耐力計算は、一般の設計で用いられる梁モデル（箱桁を1本の主桁に置き換える）により行った。供試体 G1, G2 は、前述のとおり、下フランジに配置されたケーブルは腐食により消失し、かつケーブル曲げ上げ部が供試体 G1 は片側6本、供試体 G2 は両側12本が破断した状態を想定した。なお、ケーブル破断の再現は、ケーブルの断面積を零のダミーケーブルに置き換えた。せん断耐力の算定においては、以下道示^{3.14)}に基づく式により算出した。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p \quad (3.1)$$

ここで、 S_{us} ：部材の斜引張破壊に対する耐力 (N)、 S_c ：コンクリートが負担できるせん断力 (N)、 S_s ：主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計 (N)、 S_p ：ケーブルの引張力のせん断作用方向の分力 (N) である。

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d \quad (3.2)$$

ここで、 $k = 1 + M_0/M_d \leq 2$ 、 M_0 ：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント (N・mm)、 M_d ：部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)、 τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)、 b_w ：部材断面のウェブ厚 (mm)、 d ：部材断面の有効高 (mm) である。

$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)/1.15\alpha \quad (3.3)$$

ここで、 A_w ：間隔 α 及び θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)、 σ_{sy} ：斜引張鉄筋の降伏点、 θ ：斜引張鉄筋が部材軸となす角度、 α ：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) である。

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha \quad (3.4)$$

ここで、 A_p ：部材断面におけるケーブルの断面積 (mm²)、 σ_{pe} ：部材断面におけるケーブルの有効引張応力度 (N/mm²)、 α ：ケーブルが部材軸となす角度 (°) である。なお、ケーブル破断により、供試体 G1 は片側、供試体 G2 は両側のウェブにおいて、曲げ上げケーブルが無効時の状態であるため、それぞれ有効引張応力度を0として設定した。また、曲げ破壊時の作用せん断力 S_M を算出する際の曲げ耐力の算出^{3.14)}に用いたコンクリート、ケーブルの応力-ひずみ関係については、いずれも道示^{3.14)}に準じて設定した。なお、軸方向鉄筋は、一般の設計と同様、曲げ耐力の算出に見込んでいない。

図-3.6に、図-3.5に示す各検討断面でのせん断耐力及び曲げ破壊時の作用せん断力の算定結果を、表-4に、各供試体の断面力比を示す。なお、図-3.6中の凡例は、上述の道示の記載に基づく計算記号の通りである。

供試体 G0 は、各検討断面におけるせん断耐力が本試験方法の2点荷重により支間中央部に破壊時の曲げが作用するときの作用せん断力以上の耐力を有する結果となった。そのため、実験では曲げ破壊先行型と想定される。

供試体 G1 では、下フランジのケーブルのみが無効時で支間中央部に破壊時の曲げが作用するときの各検討断面に作用するせん断力及び片側のケーブル6本が無効時の状態でのせん断耐力を算出し、断面

力の比較を行った。なお、この時、曲げ上げ部のケーブルは無効時の状態であるが、ケーブルの破断が生じてもしース内のグラウトが健全であれば、グラウトの付着によりケーブルの緊張力が伝達されることが知られているため^{3.20),3.21)}、ここではケーブルの破断箇所から十分に離れた支間中央部はプレストレスの有効な状態を仮定し、曲げ耐力に変化がないものとした。しかし、そのような仮定でもせん断耐力が作用せん断力を上回る事となった。そのため、実験では曲げ破壊先行型と想定される。

供試体 G2 は、曲げ上げ部のケーブルが全て無効時であるが、供試体 G1 と同様、支間中央部での曲げ耐力に変化がないものとした。その結果、せん断耐力が作用せん断力をやや下回る結果となったため、せん断破先行型と想定される。

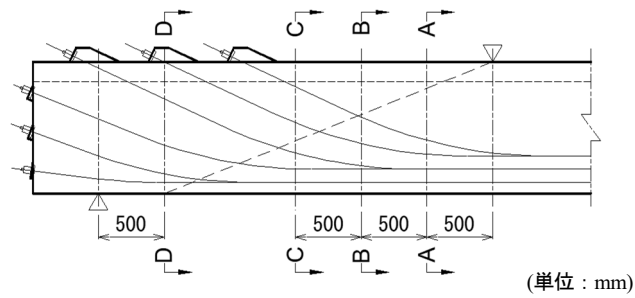


図-3.5 検討断面

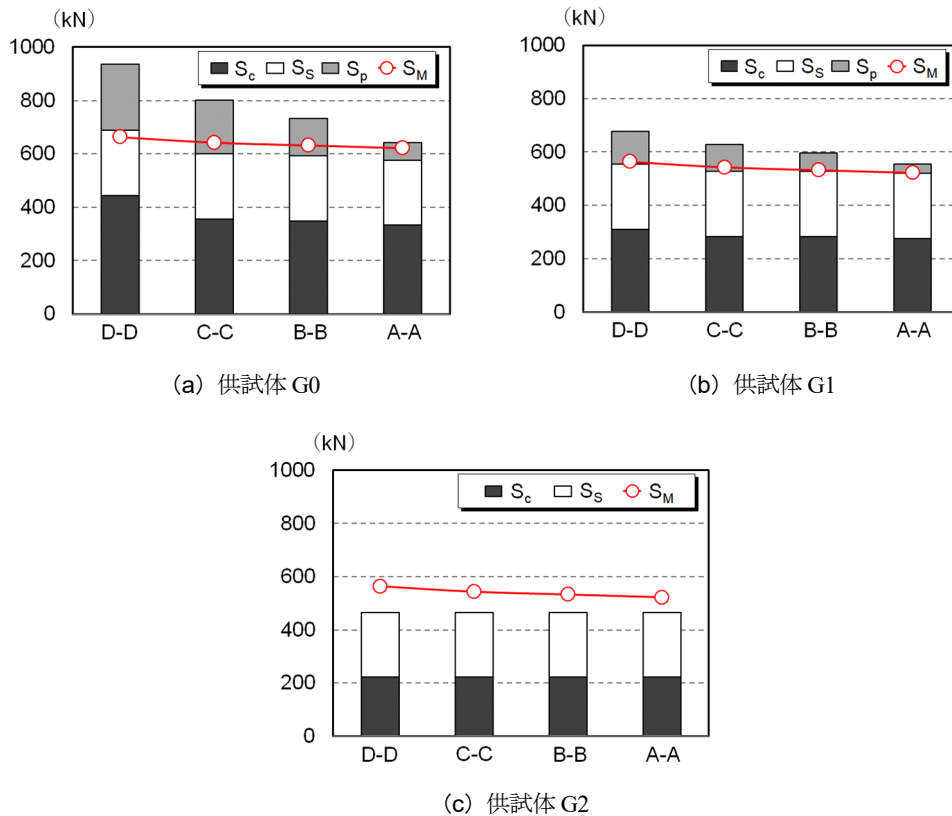


図-3.6 供試体の断面力

表-3.5 各供試体の断面力比

| 供試体 | S_{us} (斜引張破壊に対する耐力)/ S_M (曲げ破壊時の作用せん断力) | | | |
|-----|--|--------|--------|--------|
| | A-A 断面 | B-B 断面 | C-C 断面 | D-D 断面 |
| G0 | 1.03 | 1.16 | 1.25 | 1.41 |
| G1 | 1.06 | 1.12 | 1.16 | 1.20 |
| G2 | 0.89 | 0.87 | 0.86 | 0.83 |

3.2.5 実験方法

荷重は図-3.1に示す2点荷重より行った。写真-3.6、3.7に実験状況を示す。荷重点には、分配桁及び荷重梁（写真-3.8）を設置し、荷重梁の中央に荷重を作用させた。荷重梁と分配桁は剛結としている。

荷重点は、中央に球座を配置しており、互いにねじれの位置になるような独立した回転はしないものの2箇所同時の奥行き方向の回転は自由としている。また、支持条件は片側ピン支持、もう一方はピンローラーとし、奥行き方向の回転は拘束している。

図-3.7に、荷重実験における各供試体の荷重ステップを示す。図中に示す荷重ステップは、健全供試体を基準に、Step毎の各段階における片側及び両側破断供試体の基本性状の確認を目的とした。なお、図中にはそれぞれの荷重ステップ毎の荷重を示す。



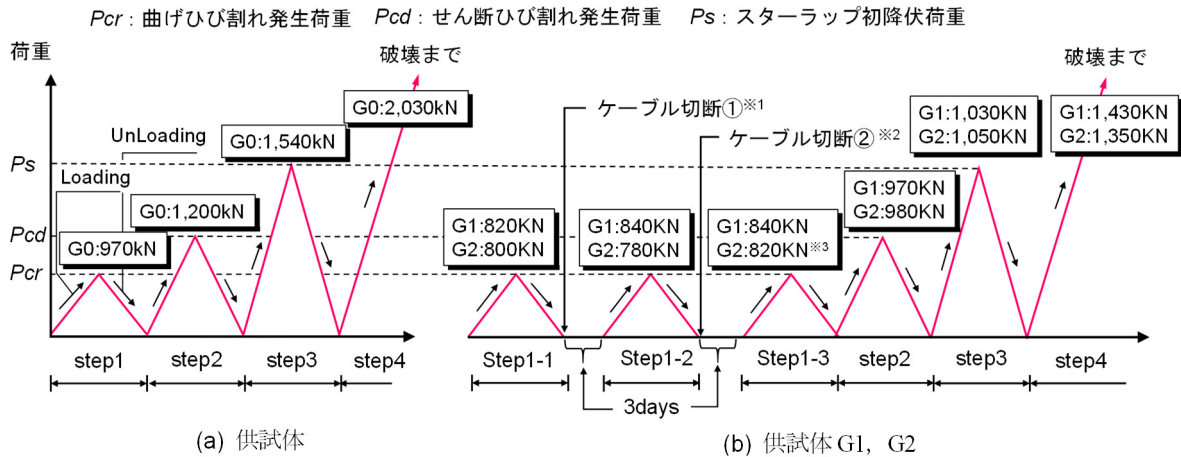
写真-3.6 荷重実験の状況（全景）



写真-3.7 荷重実験の状況（正面）



写真-3.8 荷重梁と分配桁



- ※1 供試体G1はL側3本 (C1～C3) 切断, 供試体G2はL側及びR側それぞれ3本 (C1～C3) 切断
- ※2 供試体G1はL側3本 (C4～C6) 切断, 供試体G2はL側及びR側それぞれ3本 (C4～C6) 切断
- ※3 明確なせん断ひび割れが発生しなかったため供試体G1と同様の荷重とした。

図-3.7 各供試体の荷重ステップ

(1) 供試体 G0

図-3.7(a)に, 供試体 G0 の荷重ステップを示す. 供試体 G0 は, Step1 として支間中央にて曲げひび割れが確認されるまで荷重し, 徐荷した. 以降は, せん断ひび割れの発生, スターラップが初降伏するまでを, それぞれ Step2, Step3 とし, 荷重及び除荷を繰り返して行った. その後, 供試体が破壊するまでの荷重を Step4 とした.

(2) 供試体 G1, G2

図-3.7(b)に, 供試体 G1, G2 の荷重ステップを示す. 供試体 G1, G2 の最初の Step は, ケーブル切断による張力解放の前後での挙動について, 供試体 G0 との比較のために, ケーブル切断前において, 支間中央にて曲げひび割れが発生するまで荷重し, 徐荷するまでの工程を Step1-1 とした. 次に, ケーブル切断後において, Step1-1 と同様に, 曲げひび割れが発生するまでの荷重及び除荷の工程をそれぞれ Step1-2, Step1-3 とした.

ケーブルの切断は2段階に分けた. 第1段階は, 上縁定着しているケーブルを, 供試体 G1 ではL側を3本 (C1～C3), 供試体 G2 ではL側及びR側のそれぞれ3本 (C1～C3) を切断した. 第2段階では, 桁端部に定着しているケーブルを供試体 G1 はL側を3本 (C4～C6), 供試体 G2 はL側及びR側のそれぞれ3本 (C4～C6) を切断した. なお, ケーブル破断後にはコンクリートのクリープが生じるため, クリープが概ね一定値に落ち着くまで破断から約3日後に荷重を行った.

図-3.8に, 供試体 G2 のケーブル切断後のケーブルひずみの一例を示す. ケーブルひずみは, 切断直後から概ね2日目を迎えるまではやや変動があるものの, 2日目以降は概ね一定値に落ち着いた. Step1-3以降は, 供試体 G1, G2 のいずれも, 供試体 G0 と同様な荷重ステップで荷重を行った.

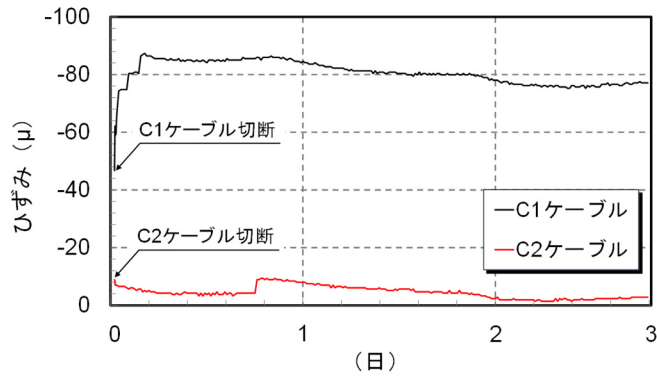


図-3.8 ケーブル切断後のケーブルひずみの一例 (供試体G2)

3.2.6 測定項目

図-3.9 に、供試体の計測位置を示す。計測位置は各供試体共通である。載荷試験では、断面方向の変位差を計測する目的で、断面の左右に鉛直変位 (L 側, R 側) を設置した。コンクリートのひずみは上フランジを中心に計測した。スターラップのひずみはせん断破壊想定面にかかる範囲には高さ方向に 3 箇所設置している。また、ケーブルのひずみは支間中央部のみ計測した。

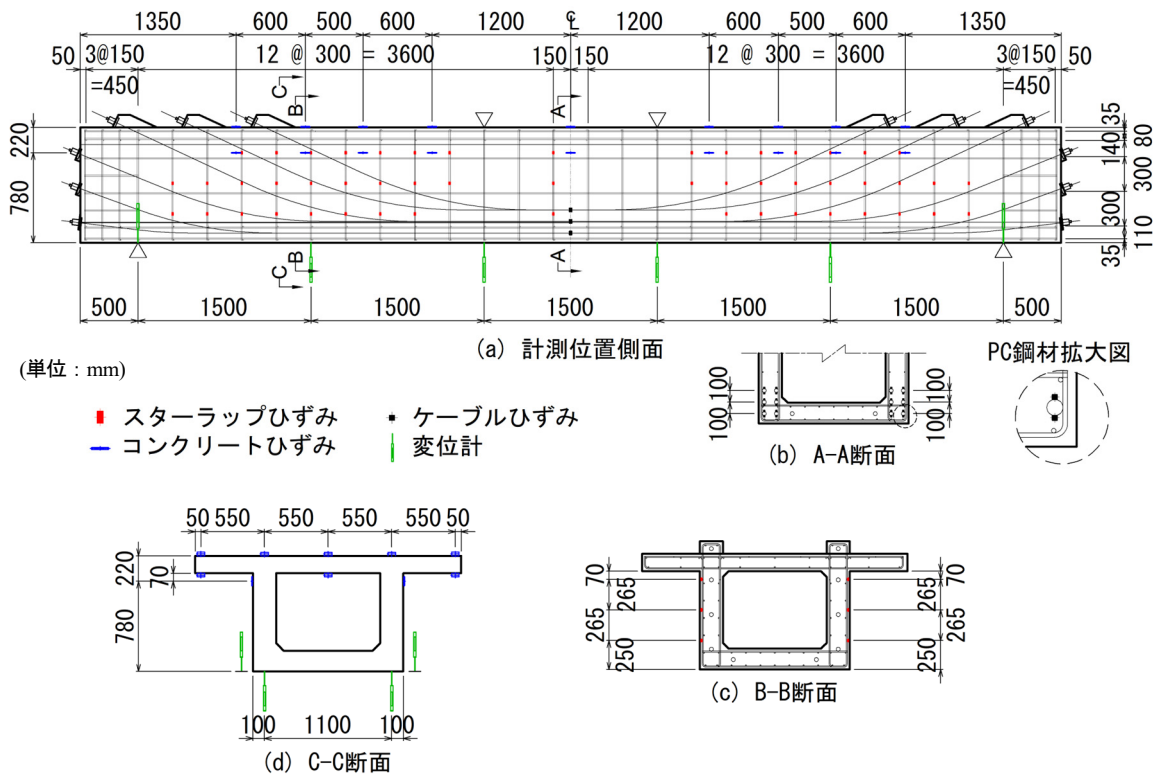


図-3.9 計測位置

3.3 実験結果

3.3.1 変位性状

(1) 支間中央の荷重-変位曲線

図-3.10 に、各供試体の支間中央の荷重-変位関係を示す。なお、図中の差分変位は、L 側及び R 側の載荷点変位の平均値から同支点の鉛直変位の差をとった。

図-3.10 より、片側及び両側破断供試体は、健全供試体と比較して、耐荷力が 7 割程度まで低下したことが確認できる。両側破断供試体の最大荷重は、片側破断供試体と比較して 1 割未満の低下に留まった。また、両側破断供試体は、最大荷重を迎えた後も概ね同程度の荷重を維持し続け、他の供試体より変位量が大きい傾向が見られた。

図-3.11 に、各供試体の支間中央の荷重-変位曲線の拡大図を示す。健全供試体は、Step3 の除荷後においても残留変位は 3mm 程度であり、概ね可逆的な挙動を有している。片側破断供試体は、スターラップ初降伏後における Step3 の除荷後においても残留変位は 1mm 程度であった。

また、両側破断供試体はせん断ひび割れ発生後における Step2 の除荷後においても残留変位は 2mm 程度であった。健全供試体を基準にすると、片側及び両側破断供試体も残留変位が 3mm 程度以内であることから、支間中央部でプレストレスが十分に残存しており、概ね可逆性を有している。なお、両側破断供試体の Step3 の除荷後には、残留変位は 5mm 程度生じており、プレストレスが部分的に消失しているものと考えられる。また、片側及び両側破断供試体は、いずれもケーブル切断後の Step1-3 までは、剛性の変化はほとんどなく、健全供試体の Step1 までの剛性とほぼ同程度であった。このことは、片側及び両側破断供試体においても、曲げ剛性に影響を与える支間中央部でプレストレスの損失が生じていないため、健全供試体との差が生じにくいと考えられる。この結果から、実橋において、定着部付近でケーブル破断が生じプレストレスが部分的に消失している場合でも、曲げひび割れ発生荷重程度の範囲では剛性の変化が小さく、ケーブル破断による影響の評価が困難であることが示唆される。

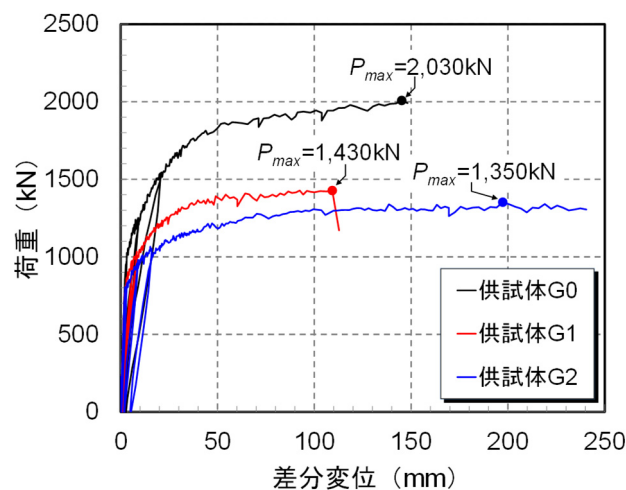


図-3.10 支間中央の荷重-変位関係

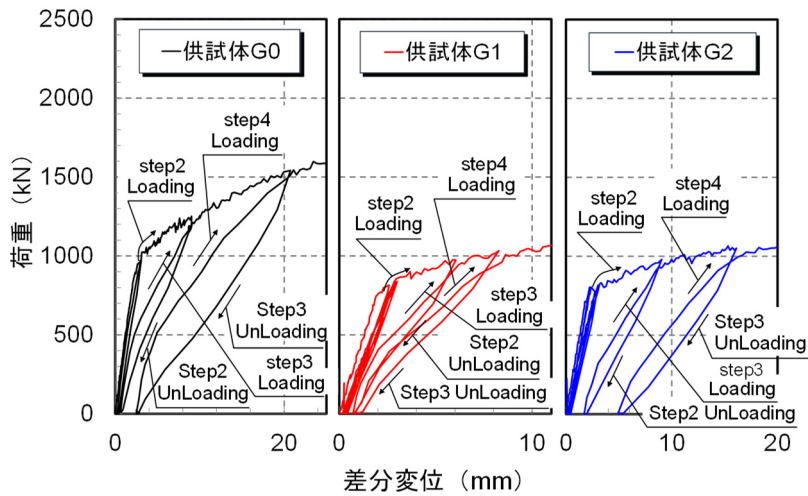


図-3.11 支間中央の荷重-変位関係の拡大図

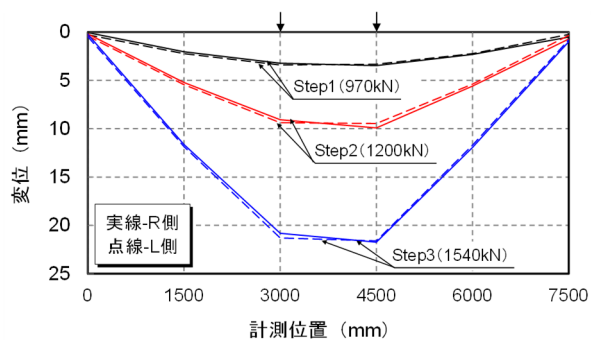
(2) 変位分布

図-3.12～3.14 に、各供試体の鉛直方向の変位分布を示す。図中には軸直角方向の鉛直方向の変位差を観察する目的で設置した鉛直変位（R側，L側）の結果をR側は実線で，L側を点線でそれぞれ示している。また，なお，それらの結果は，載荷 Step 毎による残留変位を含めた変位を示している。

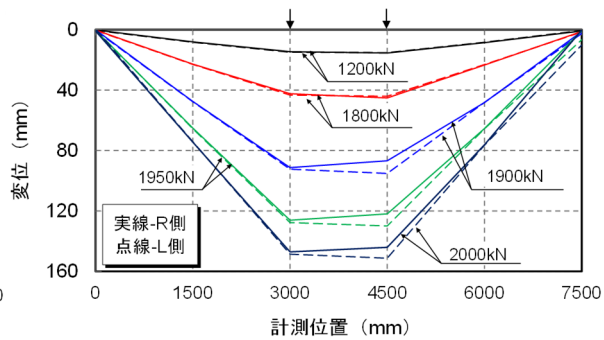
片側破断供試体は，2段階目のケーブル切断後の Step1-3 の曲げひび割れ発生後においても，変位量は僅か数 mm 程度であった。

Step2 までは，載荷点付近で，ケーブル破断側（計測位置 4500mm～）とそうでない側の変位差が僅かであったが，Step3 では，その変位差が明確になった。Step4 以降では，その変位差が顕著に現れ，最大荷重時（1430kN）では，変位差が 30mm 程度であった。このことは，片側破断供試体の場合，ケーブル破断側において損傷が顕著化し，ケーブル破断側とそうでない側で左右のバランスが崩れ，破壊が進行していたものと考えられる。

両側破断供試体は，2段階目のケーブル切断後の Step1-3 の曲げひび割れ発生時においても，変位の増加は僅かであり，ケーブル切断後の片側破断供試体の変位と同程度であった。Step2 以降では，健全供試体と概ね同様な変位性状が見られた。一方，片側及び両側破断供試体の軸直角方向の変位差は，ケーブル破断後の Step2 以降で若干見られるものの，以降においてもその変位差は顕著に現れていないといえる。

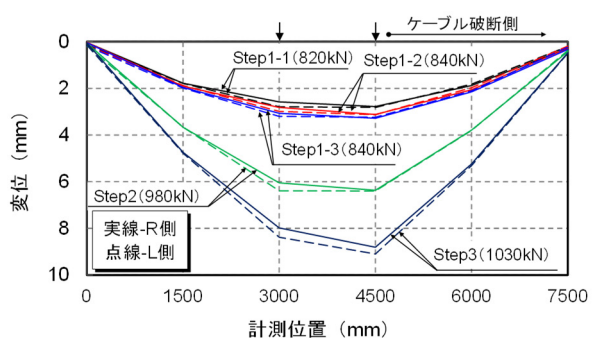


(a) Step1, Step2, Step3

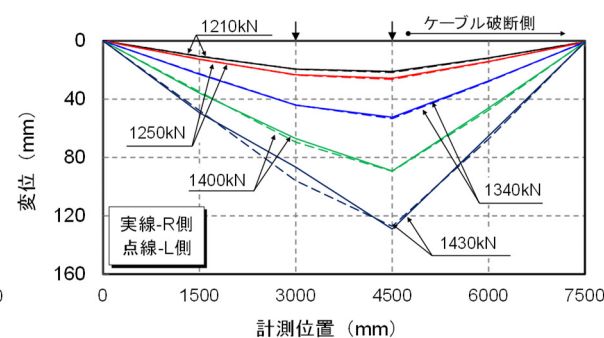


(b) Step4

図-3.12 変位分布 (供試体 G0)

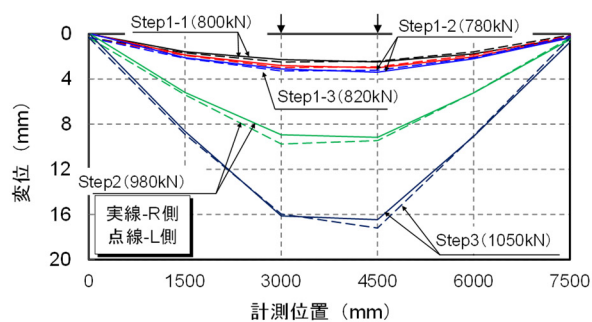


(a) Step1-1, Step1-2, Step1-3, Step2, Step3

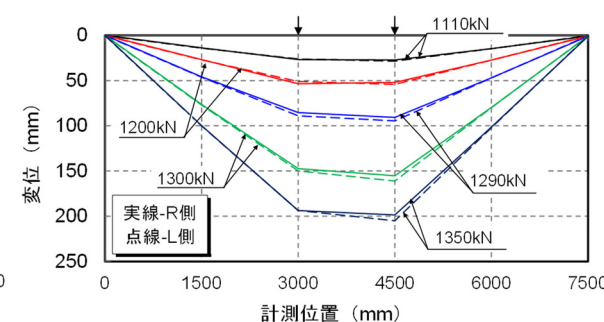


(b) Step4

図-3.13 変位分布 (供試体 G1)



(a) Step1-1, Step1-2, Step1-3, Step2, Step3



(b) Step4

図-3.14 変位分布 (供試体 G2)

3.3.2 破壊性状

図-3.15, 3.16 に、各供試体のひび割れ状況を示す。図中のひび割れは各ステップ毎の結果を示している。健全供試体は、970kN で支間中央にて曲げひび割れを目視（以下、荷重値は全て目視により確認）により確認したため、一旦除荷した。Step2 では、1100kN で支間中央のウェブ及び下フランジにて複数の曲げひび割れが発生した。それらのひび割れが上方に進展し 1200kN で曲げひび割れの一部がウェブ中央にてせん断ひび割れとなったため一旦徐荷した。Step3 では、1500kN でL側の上フランジ下面にひび割れが進展し、直後の1540kN でL側の荷点付近のスターラップの初降伏が確認された。Step4 ではL側及びR側の上フランジ側面に複数のひび割れが進展した。2030kN で荷点付近の上フランジ上面のコンクリートが圧壊したため試験を終了した（写真-3.9）。

片側破断供試体は、Step1-1 の760kN で支間中央の床版下面にて曲げひび割れが発生したが、それが明確になるまでその後も荷重し続け 820kN で複数曲げひび割れが発生したため、一旦徐荷した。ケーブル切断後の Step1-2, Step1-3 ではひび割れの発生がほぼなく、Step1-1 で発生した曲げひび割れが数 cm 進展した程度であった。Step2 では、900kN 以降から支間中央部付近の下フランジ下面に複数のひび割れが発生した。970kN でケーブル破断側（L側）のアンボンド区間と充填区間の境界付近で斜めひび割れが発生した。1430kN でケーブル破断側のアンボンド区間と充填区間の境界付近において、せん断ひび割れの拡大と同時に、荷重が急激に低下したため試験を終了した（写真-3.10）。この時、支間中央の上フランジ上面では圧壊が見られず、コンクリートの圧縮ひずみが 1000μ 程度であった。一見して、せん断破断が生じたものと思われたが、ひび割れが大きく開口した箇所では、ケーブルに沿って部分的にコンクリートの剥落が生じていることから、付着割裂に起因したせん断付着破断が生じたものと推定される。なお、せん断付着破断はせん断引張破断とも一般に呼ばれているが、本文では前者の表現とした。

両側破断供試体は、Step 1-1 の720kN で下フランジ下面に曲げひび割れが発生し、800kN でそれがウェブまで進展したため、一旦除荷した。ケーブル切断後の Step1-2, Step1-3 では、荷点付近の下フランジ及びウェブ側面にひび割れが数本発生した。Step2 では、800kN 以降から下フランジ下面の支間中央部付近に複数の曲げひび割れが発生し、それらがウェブ上縁まで進展した。その後、明確なせん断ひび割れは確認されなかったため、片側破断供試体と同程度の荷重（980kN）で一旦除荷した。Step5 では、既に複数のひび割れが分散して発生していたものの、ケーブル破断側のL側及びR側のいずれも、片側破断供試体のようにアンボンド区間と充填区間の境界付近で斜めひび割れが発生するような傾向は確認されなかった。スターラップの初降伏は、1050kN でL側の荷点付近の位置で確認された。Step4 では、1100kN で上フランジ下面にまでひび割れが進展した。1350kN でL側及びR側で荷点から外側に向かって複数のひび割れが発生し、健全供試体と同様に荷点付近の上フランジ上面のコンクリートが圧壊したため試験を終了した（写真-3.11）。このとき、ウェブ両側面にはケーブル破断側から支間中央付近にかけてコンクリートの浮きまたは剥離が生じていた。これは、破断したケーブルの引き込みに抵抗するグラウトと一体となっているシースがすべることにより、シース周囲のコンクリートが付着割裂破断を起こしたものと考えられる。この傾向は片側破断供試体でも同様であるが、両側破断供試体は、終局時まで安定した変形能を維持していたため、ケーブル引き込みに起因するシースのすべり変形が片側破断供試体より顕著に現れていたものと考えられる。

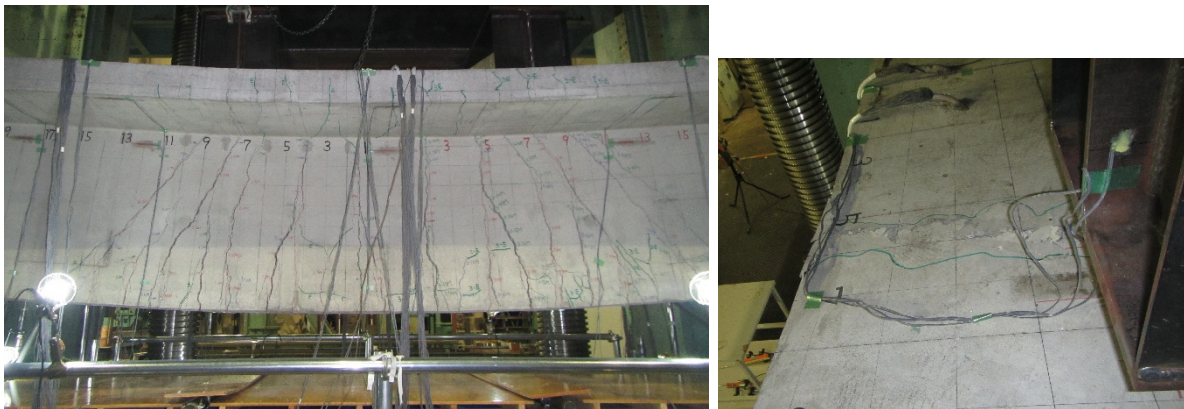


写真-3.9 ケーブル破断側のウェブ側面の破壊状況と上フランジ上面の圧壊状況（右）（供試体 G0）

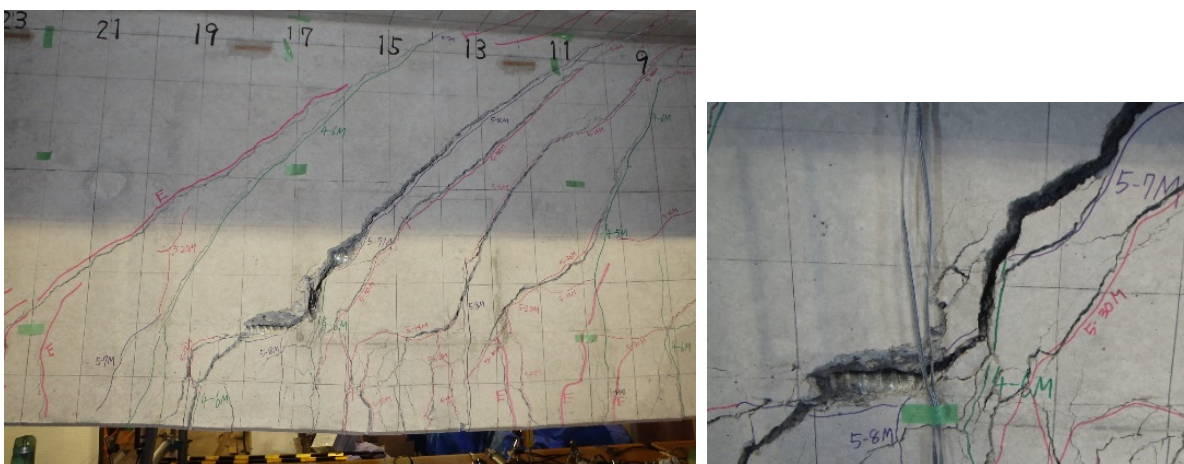
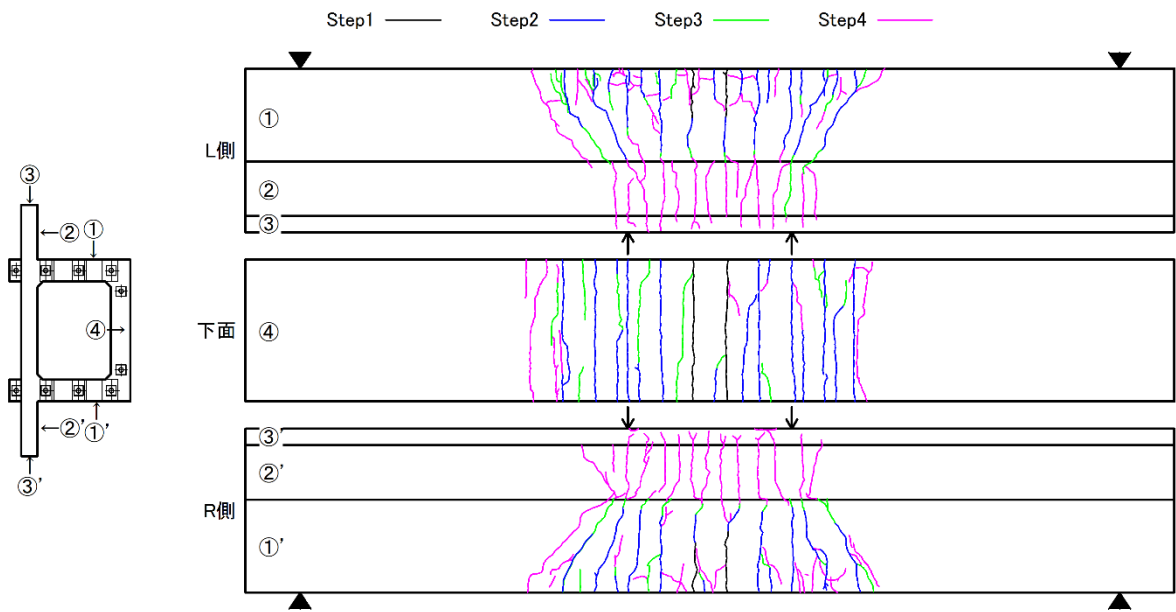


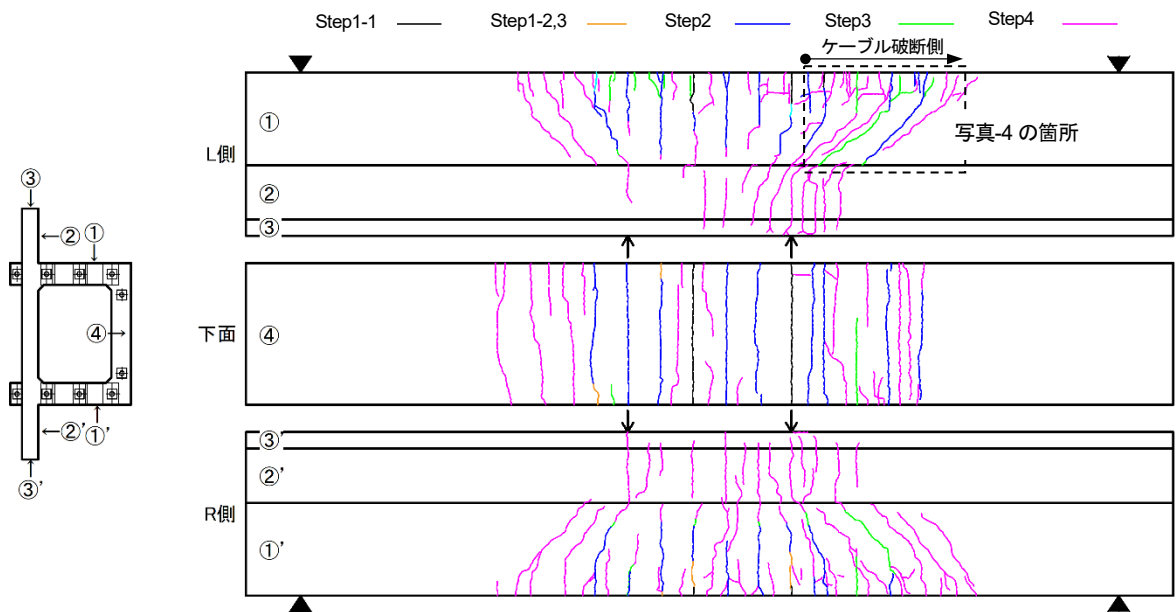
写真-3.10 ケーブル破断側のウェブ側面の破壊状況（左）とその拡大部（右）（供試体 G1）



写真-3.11 ケーブル破断側の状況（左）と上フランジ上面の圧壊状況（右）（供試体 G2）



(a) 供試体 G0



(b) 供試体 G1

図-3.15 供試体のひび割れ状況 (供試体 G0, 供試体 G1)

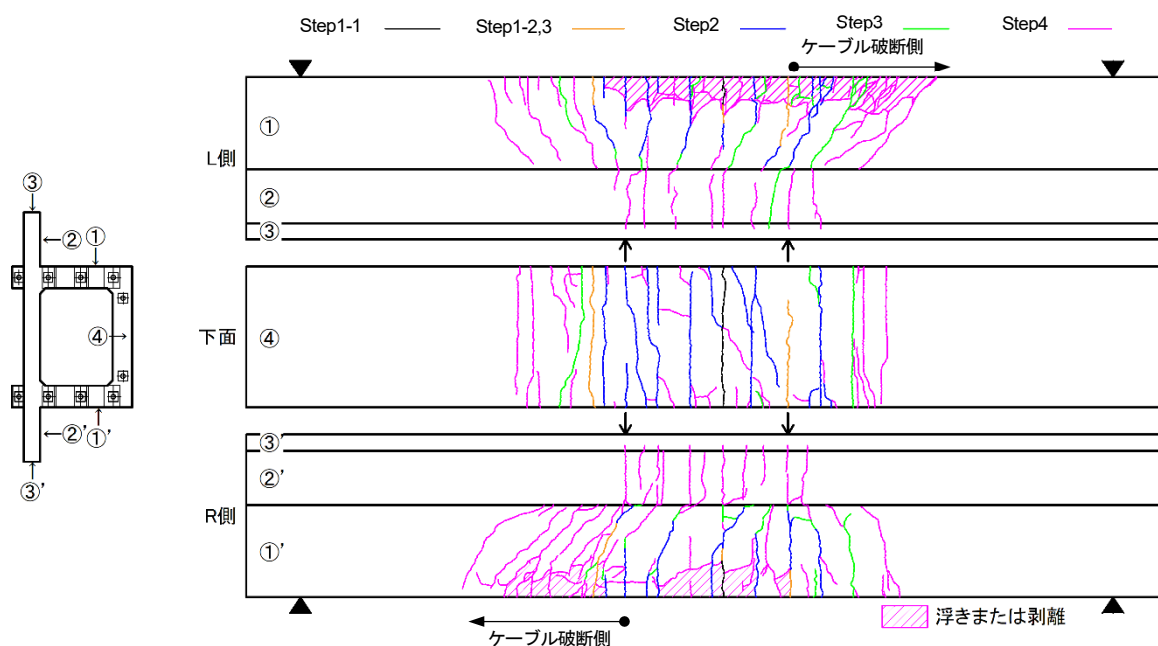


図-3.16 供試体のひび割れ状況 (供試体 G2)

3.3.3 スターラップのひずみ分布

図-3.17, 3.18 に、片側及び両側破断の供試体について、荷重 Step4 での桁の高さ方向（上段，中段，下段）のスターラップのひずみ分布をそれぞれ示す。なお、それらの図は、ひび割れの発生範囲における計測位置（図中，[1]～[4]及び[1]’～[4]’）の結果を示している。

図-3.17 より、片側破断供試体は、ケーブル破断側（L 側）の支配的なひび割れ（図-3.17(a)の側面図の太線）をまたぐ荷重点付近の計測位置[2]において、最大荷重時に急激なひずみの増加が見られた。また、ケーブル破断側の対面（R 側）のスターラップは、ひずみの最大値と比較すると、ケーブル破断側よりは小さいものの、計測位置[4]’の位置までのスターラップは全て降伏ひずみに達していた。

図-3.18 より、両側破断供試体は、ケーブル破断側（L 側[1]’～[4]’，R 側[1]～[4]）は最大荷重時において降伏ひずみ達している箇所が多く見られるものの、ひずみの最大値と比較すると、片側破断供試体ほどひずみの増加は顕著でない。また、ケーブル破断側の対面のスターラップは、最大荷重時においても降伏ひずみに達していない箇所が多くみられた。このように、片側破断供試体は、両側破断供試体よりも明らかにせん断力による変形が進展していることが伺えるとともに、最大荷重時における顕著なひずみの増加から、付着割裂によるひび割れの拡大が破壊に寄与していたものと推察される。

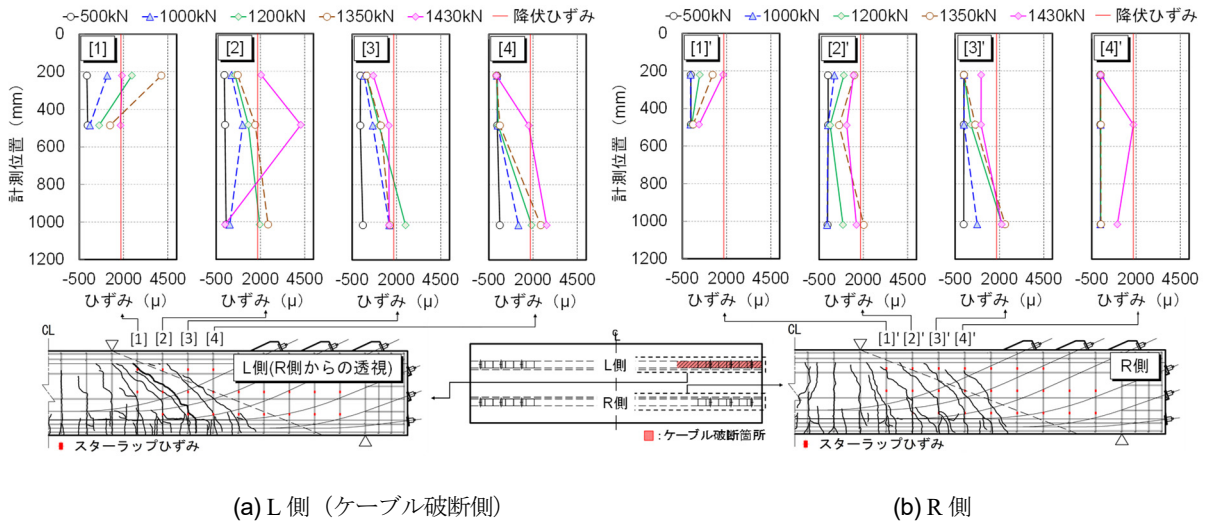


図-3.17 スターラップのひずみ分布 (供試体 G1)

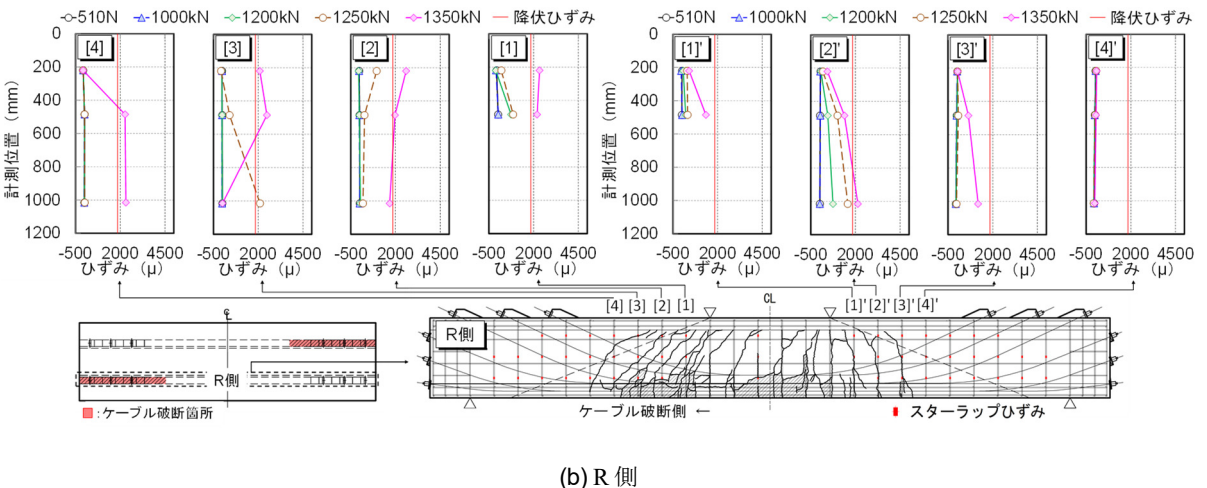
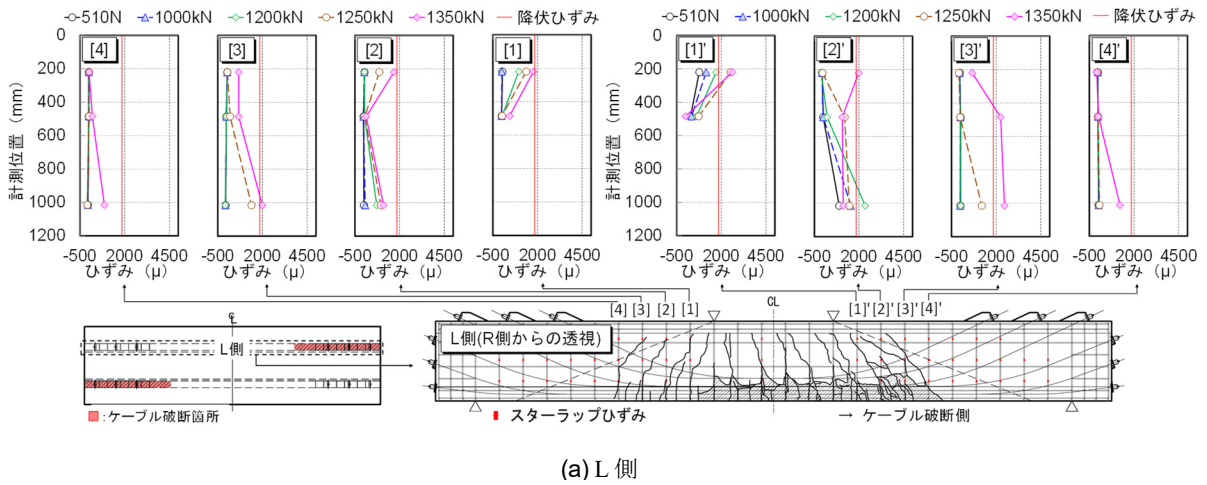


図-3.18 スターラップのひずみ分布 (供試体 G2)

3.3.4 実験結果の考察

片側破断供試体は、曲げ破壊を想定していたが、実験では付着割裂に伴うせん断付着破壊であった。アンボンド区間と充填区間の境界付近では、ケーブルの破断によりプレストレスが低下する区間であるため、コンクリートのせん断抵抗力が低下し、せん断ひび割れが発生したと考えられる。その境界付近では、破断したケーブルの引き込みにより生じた付着割裂によるひび割れとそのせん断ひび割れが繋がり、ひび割れ幅が開口することにより、脆性的な破壊が生じたものと考えられる。

両側破断供試体は、せん断破壊を想定していたが、実験では曲げ破壊により終局に至った。両側破断供試体の場合は、ケーブルの破断位置を供試体の対角に配置したことにより、むしろ両せん断スパンの両側面の変形、抵抗機構が平均化され、破壊がせん断スパンの片側側面に集中することなくバランスが保持され、桁としてのせん断抵抗機構が維持されたことにより、曲げ破壊が生じたものと考えられる。このことは、片側破断供試体のようにアンボンド区間とグラウト充填区間の境界付近で、破壊に寄与するようなせん断ひび割れが確認されていないこと、また曲げ破壊により終局に至った健全供試体と概ね同様な変位の分布性状を示したことから確認でき、曲げによる特性が強く現れ、安定した変形を維持していたと考えられる。

一方、前述の梁モデルにより材料試験結果を考慮し再計算した各供試体の耐力力の比較(表-3.6)によると、片側破断供試体の実験値は、せん断耐力の計算値を大きく上回り、曲げ耐力の計算値(表-3.6 中※2)に概ね一致した。実験ではケーブルのひずみゲージは載荷中に断線しており、降伏に達していたかは明確でないが、計算結果(または、後述の図-3.24 解析結果)から、最大荷重に到達する前には少なくとも支間中央に位置するケーブルは降伏していたものと判断される。したがって、片側破断供試体は最終的にせん断付着破壊が生じたが、耐力力は曲げによる影響が支配的であったと考えられる。両側破断供試体は、等曲げ区間でプレストレスが十分に確保されていたにもかかわらず、計算値に対して2割程度低下していた。次に、この理由について定性的な観点で考察を行う。

道示^{3,14)}によれば、安全側の設計として、ケーブルとコンクリート(ここではグラウト)の付着が全くない場合(以下、完全なアンボンド)の破壊抵抗曲げモーメントの値は付着がある場合の70%としている。これは、ケーブルの付着がない場合、ケーブルとコンクリートの平面保持が成立せず、最大曲げモーメントが生じる断面のケーブルの応力がケーブル全長にわたって生じることにより、ケーブルの応力負担が小さくなることで、コンクリートの圧縮側の負担が大きくなり、圧壊が早まることを考慮したものである。この条件に基づき、曲げ耐力を算出すると(表-3.6 中※3)、両側破断供試体の実験値は、計算値に対し2割程度大きい結果であった。換言すると、本試験では等曲げ区間において、ケーブルが再

表-3.6 各供試体の耐力力

| 供試体 | 計算値 (kN) | | | 実験値 $P_{max}(kN)$ | 破壊形態 |
|-----|------------------|------------------|---------|----------------------|---------|
| | ケーブル降伏 (支間中央) | 曲げ耐力 (破壊断面※1) | せん断耐力※4 | | |
| G0 | 1,520 | 1,780 | 640 | 2,030 | 曲げ |
| G1 | 1,100 | 1,460※2 | 970※3 | 1,430 | 曲げせん断※5 |
| G2 | | 1,560※2 | 1,130※3 | 470 | 曲げ |

※1 供試体 G0, G2 は載荷点付近, 供試体 G1 は図-3 中 B-B 断面付近

※2 下フランジに配置しているケーブルのみが無効時の状態での支間中央部の曲げ耐力

※3 道示¹²⁾に基づき※2を70%とした場合

※4 せん断耐力が最も小さい断面の結果(図-3 中 A-A 断面)

※5 曲げ降伏後にせん断付着破壊が生じたものと判定

定着することによりプレストレスが確保されるため、ケーブル全長にわたって完全にアンボンドの条件とは異なるものの、実験値と計算値で2割程度しか差がなかった。その要因としては、実験の破壊性状において確認されたとおり、両側破断供試体は片側破断供試体と比べ、ケーブルの引き込みが顕著に現れていたためと考えられる。木村ら^{3.13)}も、载荷試験後の桁端部のケーブルに設置した変位計の計測結果で、最大で15mmのケーブルの引き込みが確認されたと報告している。すなわち、本試験においても破断したケーブルが载荷の影響により引き込みが生じ、支間中央部を除く桁端部の部分的なアンボンドの状態から完全なアンボンドに近い耐荷機構に移行したものと考えられる。

したがって、実験値は付着を前提とした梁モデルの計算値よりは小さいものの、完全に付着がない場合の計算値よりも大きい結果になったものと考えられる。ケーブルの引き込みによるすべりの影響に関する定量的な評価については、次項の数値解析で検討を行う。

3.4 数値解析の概要

定着部付近のケーブルを破断したPC箱桁の载荷試験では、ケーブルの破断箇所の違いにより、耐力算定で想定していたものとは異なる破壊モードになった。特に、両側破断供試体で、片側破断供試体のように変形が偏ることなく、健全供試体のように終局時まで安定した変形を維持していた。その要因について定量的な観点で考察するためには、梁モデルのような一次元的なモデルでなく、立体的な挙動を再現できる計算手法を用い分析する必要がある。そのため、次章では3次元FEM解析を用いて実験の再現性を確認した上で、破壊モードが異なる要因について立体的な挙動の分析から考察を行う。

3.4.1 解析モデル

図-3.19(a), (b)に、解析モデルの要素分割状況及び鋼材の配置状況をそれぞれ示している。解析モデルの要素分割は、支間中央部で50mm程度、上フランジで3分割、左右のウェブで5分割、下フランジで4分割とした。解析には、FEM解析汎用ソフトDIANA (ver10.1)^{3.22)}を用いた。

解析モデルはケーブルの破断箇所が非対称であることを考慮し、ソリッド要素による3次元の1/1モデルとした。コンクリートは8節点6面体要素を用いてモデル化した。鉄筋及びケーブルはDIANAに予め組み込まれている埋め込み鋼材要素を用いてモデル化した。

埋め込み鋼材要素は、節点位置に依存することなくコンクリート要素（以下、母要素）中の任意の位置に鋼材を配置できる特徴を有している。また、母要素と鋼材の付着については、完全付着または付着のない状態が設定できることから、本解析でのアンボンド処理の区間は、付着のない状態として取り扱い、後述の付着すべりのモデルを設定した。それ以外の区間については、完全付着を設定した。なお、未充填区間もアンボンド処理として付着のない状態として取り扱い、付着すべり要素を考慮した。また、上フランジ上面の定着突起及び桁端部の定着板は、プレストレスが作用するため、後述のコンクリートの非線形性を考慮すると、早期にひび割れが発生し、解を収束させることが困難なことを踏まえ、弾性体としてモデル化した。それらの弾性体としてのモデル化した箇所は、直接荷重が作用する箇所ではないため、解析結果に影響を与えることはないものと考えた。

支点条件については、実験条件に合わせ、R側から見て、左をピンローラー、右をピンとした。载荷点及び支点部に配置した支圧板についてもモデル化した。なお、支圧板と供試体は剛結した。

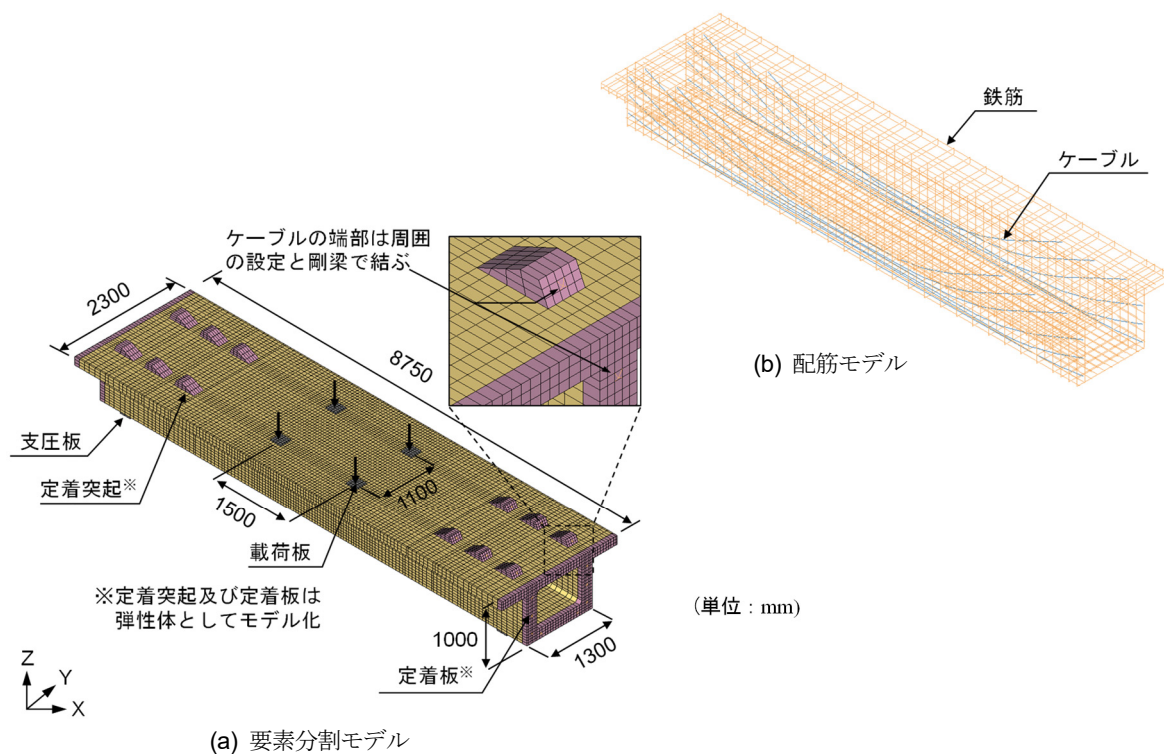


図-3.19 解析モデル

3.4.2 ケーブル破断のモデル化

ケーブル破断のモデル化については、DIANA に組み込まれている非アクティブ要素を用いて設定した。これは、解析上、一部の要素を欠落させる機能であり、プレストレスを有しているケーブルを非アクティブ化することにより、緊張力が自動的に解放される機能を有するものである。

図-3.20 に、ケーブル破断のモデル化の概要を示す。村田ら^{3.12)}は、道示^{3.14)}に準拠しプレストレスを解放した端部から定着長 65ϕ (ϕ : PC 鋼材の直径) 分のプレストレスを二次放物として低減させることにより、間接的にすべりの影響を考慮する方法がとられている。ここでは、実挙動を忠実に再現するために、後述のグラウトとケーブルのすべりのモデルを用いて、プレストレスを解放した後のケーブルのすべりの影響を考慮する方法を試みた。

フェーズ 1 では、ケーブル要素の設定に併せて、剛性を微少値としたダミー用の要素（以下、ダミー要素）により、アンボンドの埋め込みケーブル要素を配置する。そのダミー要素にプレストレスを与える。この時、母要素上では、ケーブル要素とダミー要素の 2 本の埋め込み鋼材要素が同じ位置に配置されている状態である。

フェーズ 2 では、ケーブルの破断と同時に、ケーブル要素を非アクティブ化することにより、その破断によるプレストレスの解放を考慮する。具体には、解放力によって、ケーブルにすべりだす力を作用させるため、前述のダミー要素ではなく、ケーブル要素に節点力を作用させる。なお、その節点力はケーブル要素の端部に有効プレストレスを作用させる。ここで、ダミー要素でなくケーブル要素に解放力を与えているのは、ダミー要素に解放力を与えると DIANA の仕様上、その周辺部のコンクリート要素にも解放力が作用してしまい、ケーブルに対してのみの解放力にならないためである。

そこで、ダミー要素は、プレストレスを解放せずに、アクティブ化したままで、プレストレス導入時の初期応力をダミー要素に逆載荷し、間接的にプレストレスの解放を再現するものとした。その初期応力とは、ケーブル破断箇所でのダミー要素に作用する接点力であり、ケーブルの軸方向力と曲げ上げの影響による偏向力である。なお、初期応力は、プレストレスを導入したときの予備解析により求めた。

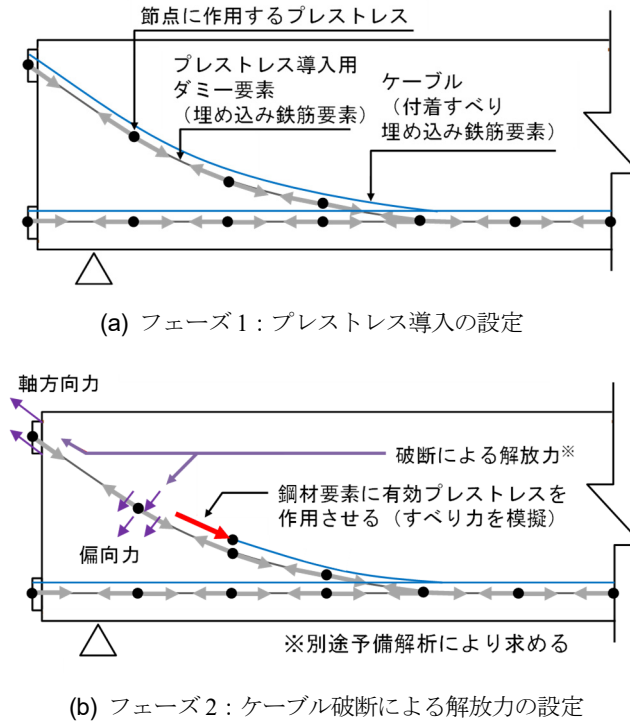


図-3.20 ケーブル破断の再現方法

3.4.3 材料構成則

(1) コンクリート

図-3.21(a), (b)に、コンクリートの材料構成則を示す。コンクリートの物性値は、実験による材料試験結果を使用した。コンクリート圧縮側の応力-ひずみ曲線は、道示^{3.14)}による構成則では表現できていない。載荷・徐荷の繰り返しによる剛性低下の影響を考慮するため、ここではコンクリート標準示方書^{3.23)}(以下、コン示)によるモデルを適用した。図-3.21(b)中の記号は、コン示^{3.23)}に基づき下記の通り設定した。

$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0 \quad (3.5)$$

$$E_0 = \frac{2f'_{ck}}{\varepsilon'_{peak}} \quad (3.6)$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\} \quad (3.8)$$

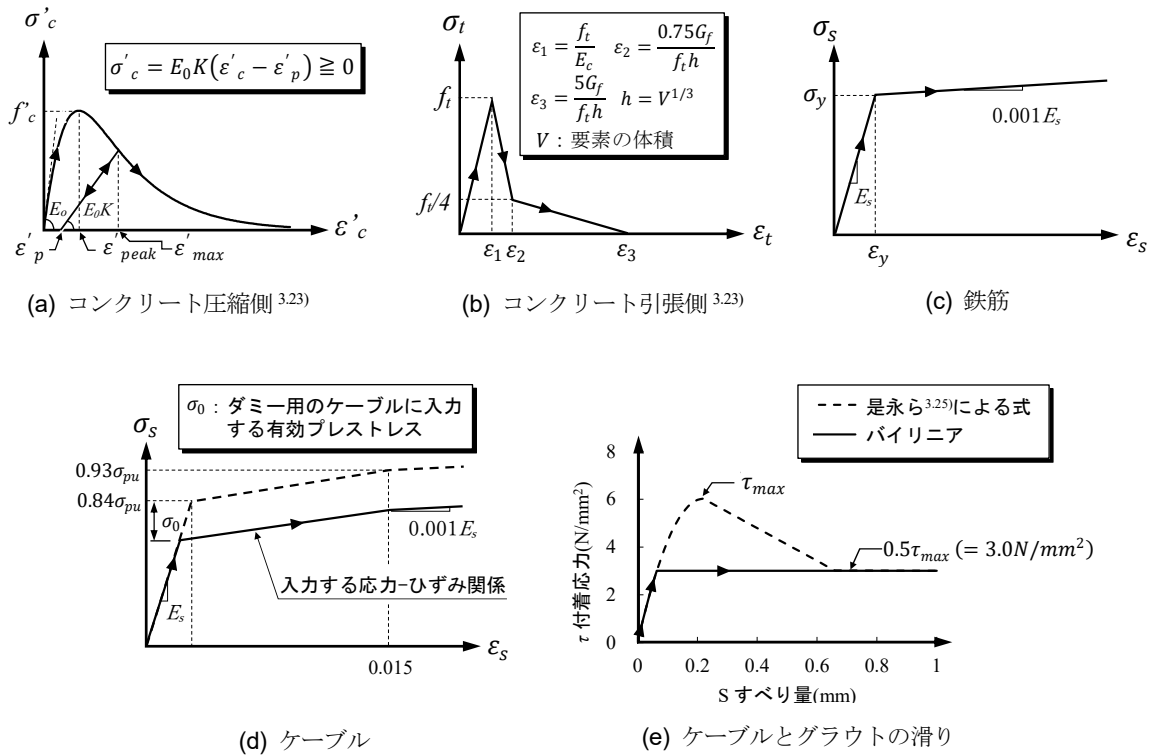


図-3.21 材料構成則

ここで、 σ'_c : コンクリートの圧縮応力 (N/mm^2)、 E_0 : 等価初期弾性係数 (N/mm^2)、 f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、 ϵ'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (ここでは、0.002)、 ϵ'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値、 K : 弾性剛性残存率、 ϵ'_p : 塑性ひずみである。

コンクリートの引張側については、ひび割れの再現性の確認のために、ここでは引張軟化特性を考慮したコン示^{3.23)}によるモデルを適用した。図-3.21(b)中の f_t 、 G_f は、それぞれコンクリートの引張強度 (N/mm^2)、コンクリートの引張破壊エネルギー (N/m) である。 f_t 、 G_f はコン示^{3.23)}に基づき、それぞれ下記とおり設定した。

$$f_t = 0.23 f'_{ck}{}^{2/3} \quad (3.9)$$

$$G_f = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f'_{ck}{}^{1/3} \quad (3.10)$$

ここで、 f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、粗骨材の最大寸法 d_{max} (mm) は、本実験に即して15mmと設定した。コンクリートのひび割れモデルには、回転ひび割れモデルを適用した^{3.24)}。

(2) 鉄筋

図-3.21(c)に、鉄筋の材料構成則を示す。鉄筋の応力-ひずみ曲線は、道示^{3.14)}に準拠し、バイリニアモデルとした。なお降伏後の2次勾配は、解析の不安定化の解消のため $E/1000$ とした。降伏の判定は、von Misesの降伏条件を用いた。

(3) ケーブル

図-3.21(d)に、ケーブルの材料構成則を示す。ケーブルの応力-ひずみ曲線は、道示^{3.14)}に準拠し、トリニアモデルとした。また、解析には前述のダミー要素にケーブルの緊張力を埋め込み鉄筋要素を用いて設定していることから、初期の有効プレスト量分をシフトしたモデルを用いた。なお、3次勾配は解析の不安定化の解消のため $E/1000$ とした。降伏の判定は、von Misesの降伏条件を用いた。

(4) ケーブルとグラウトの付着すべり

図-3.21(e)に、ケーブルとグラウトの付着応力-すべりに関する構成則を示す。実験では、ケーブル破断により、充填区間でケーブルが再定着され、さらにそこから荷重による曲げの影響を受けて徐々にケーブルの引き込みが生じていたものと考えられる。そのため、解析では後者についてモデル化を行う。

ケーブルの引き込みに関する既往の研究では、鉄筋の付着試験を参考にしたケーブルとグラウトの引抜きによる付着試験^{3.25),3.26)}が行われており、是永・渡辺の検討^{3.25)}では、付着応力とすべり特性の関係について定式化されている。したがって、ここでのケーブルの軸方向のすべり特性のモデル化については、是永・渡辺の提案式^{3.25)}を用いた。図-3.21(e)中における付着応力 τ -すべり量 S の関係は、以下のとおり設定される。

- $0 \leq S \leq S_{\tau\max}$ の時

$$(\tau/\tau_{\max}) = 2(S/S_{\tau\max}) - (S/S_{\tau\max})^2 \quad (3.11)$$

- $S_{\tau\max} \leq S \leq S_u$ の時

$$(\tau/\tau_{\max}) = 1.25 - 0.25(S/S_{\tau\max}) \quad (3.12)$$

- $S \geq S_u$ の時

$$(\tau/\tau_{\max}) = 0.5 \quad (3.13)$$

ここで、 τ_{\max} ：最大付着強度、 $S_{\tau\max}$ ：最大付着強度の時のすべり量、 S_u ：付着応力度が約1/2になる点の滑り量、なお、最大付着強度と最大付着強度の時のすべり量は以下のとおり設定される。

$$\tau_{\max} = 0.602\alpha(\sigma_B)^{1/2} \quad (3.14)$$

$$S_{\tau\max}/\phi = 2.88 \times 10^{-3}\tau_{\max} \quad (3.15)$$

ここで、 α ：付着強度の補正係数(1.0)、 σ_B ：グラウト強度(100N/mm²)、 ϕ ：ケーブル直径(12.7mm)である。ここでは、すべり量の微小な $0 \leq S \leq S_u$ の曲線区間は、解析結果への影響が小さいものとして考慮せず、 $0.5\tau_{\max}(=3.0\text{N/mm}^2)$ で付着応力が一定になるバイリニアモデルとした。

3.4.4 解析方法

図-3.22 に、解析ステップを示す。本検討での数値解析は、荷重及び徐荷の繰り返しによる残留変位の観察が目的でないため、健全供試体は図-3.7(a)中の Step1～3、片側破断供試体は、図-3.7(b)中の Step1-2、Step1-3、Step2～3、両側破断供試体は、同 Step1-3、Step2～3 の荷重及び徐荷の工程は省略し、以下の手順にて変位制御による増分解析を実施した。なお、荷重点の拘束条件は、実験条件に合わせ断面方向の回転は自由とした。

- 供試体 G0 : Step4
- 供試体 G1 : Step1-1→アンボンド区間のケーブル (L 側 6 本) の張力を解放→Step4.
- 供試体 G2 : Step1-1→アンボンド区間のケーブル (L 側 6 本) の張力を解放→Step1-2→アンボンド区間のケーブル (R 側 6 本) の張力を解放→Step4.

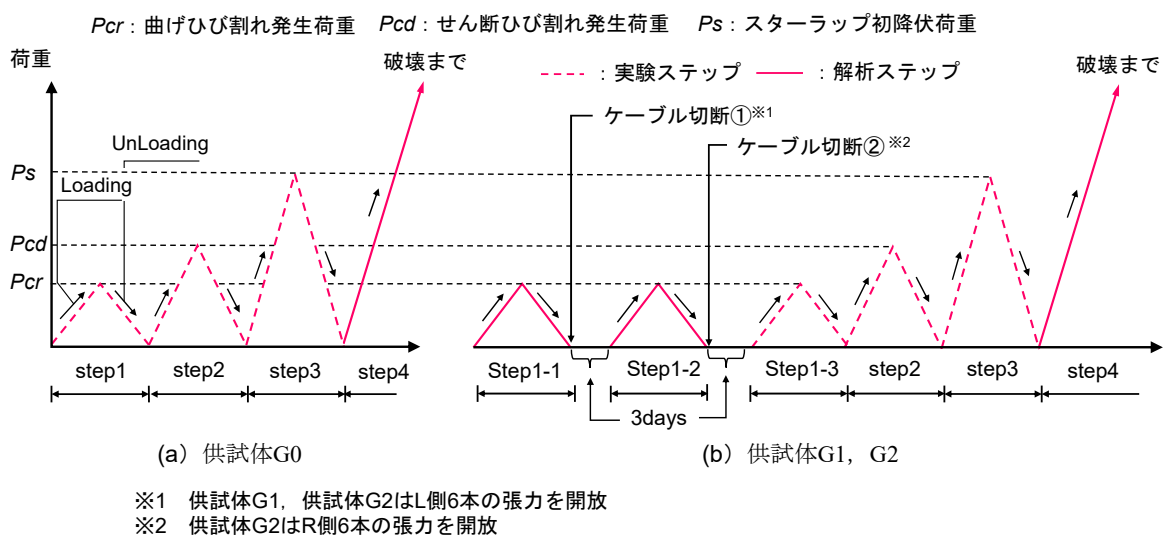


図-3.22 解析ステップ

3.5 解析結果

3.5.1 ケーブル破断直後の軸方向のプレストレス分布

図-3.23 に、片側破断供試体のケーブル破断直後において、コンクリートの軸方向に作用するプレストレスのコンター図を示す。なお、図中にはケーブル配置図を重ねて表示している。

ケーブル健全側では、ケーブル曲げ上げ区間を含め一帯で圧縮応力が分布しているが、ケーブル破断側ではプレストレスを開放したことにより、アンボンド区間とグラウト充填区間の境界付近から定着部に向かって端部定着側の桁端部付近で引張応力が分布している。これは、上縁定着部より端部定着部の方がケーブルの曲げ上げ角度が小さいために軸引張の影響を受けやすいためと考えられる。

このように、プレストレスが不連続になる境界付近においては、前述の実験でも明らかなように、斜めひび割れが発生しやすい傾向にあったものと考えられる。

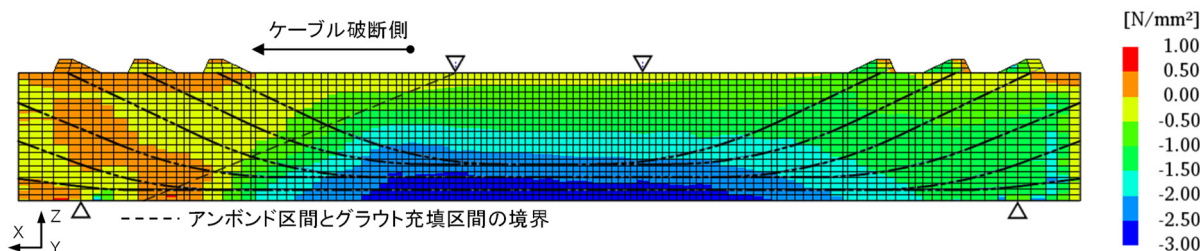


図-3.23 ケーブル破断直後のコンクリートの軸方向に作用するプレストレス分布（供試体 G1）

3.5.2 支間中央の荷重-変位曲線

図-3.24 に、各供試体の解析結果における支間中央部の荷重-変位曲線を実験結果と併せて示す。なお、図中の各供試体の解析結果と実験結果は、最終の荷重ステップのみの結果を示している。

解析結果は、実験と同様な荷重 Step を刻んでいないため、初期の剛性は実験結果と乖離が見られるが、その後の挙動は実験結果を概ね再現しているといえる。片側破断供試体の解析結果では、実験のような急激な荷重低下によるせん断破壊に至らなかった。一方で、解析結果の最大荷重（図中、 P_{max} ）は、いずれの供試体も実験値に対して 1 割程度に収まっており、十分な精度で実験の再現が可能であるものと判断できる。

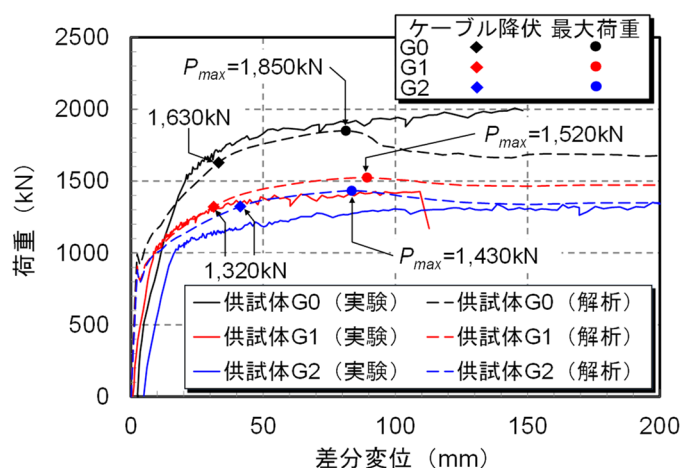


図-3.24 支間中央の荷重-変位関係

3.5.3 ひび割れ性状

図-3.25(a), (b)には、片側破断供試体及び両側破断供試体の最大荷重時における最大主ひずみコンター図と実験結果のひび割れ図を重ねて示している。

図-3.25(a) の片側破断供試体の解析結果では、破壊に直結するような最大主ひずみ分布は、ケーブル破断側（L 側）の荷重点から支点側に向かってウェブ帯に生じており、実験により確認されたせん断ひび割れの傾向を概ね捉えているといえる。ただし、そのひずみの発生領域は、ひび割れよりも大きな広がりがあり、解析結果は実験結果に対して、ひび割れの分散性をやや過大に評価していることがわかる。この傾向は、図-3.25(b)より両側破断供試体の場合も同様であった。この要因としては、ケーブルとグラウトのすべり特性の影響によるものと考えられる。

本解析で適用した是永・渡辺^{3,25)}のすべり抵抗モデルは、直線配置されたケーブルとグラウトとの引き抜き試験により得られたものであるが、本試験のようにケーブルの曲げ上げを有する場合には、ケーブルの引き込みにより、すべり抵抗の大きい曲げ上げ区間からすべり抵抗の小さい直線区間に移行するため、その近傍では応力集中が生じやすく、ひび割れが分散せず局所化しやすい傾向にあったものと考えられる。

したがって、本解析手法は、前述のとおりせん断ひび割れの傾向は概ね捉えられているが、ケーブルの引き込みによるひび割れの局所化を十分に再現できていないため、片側破断供試体の実験で確認されたようなケーブルの引き込み起因した脆性的な破壊の再現が困難であったと推察される。

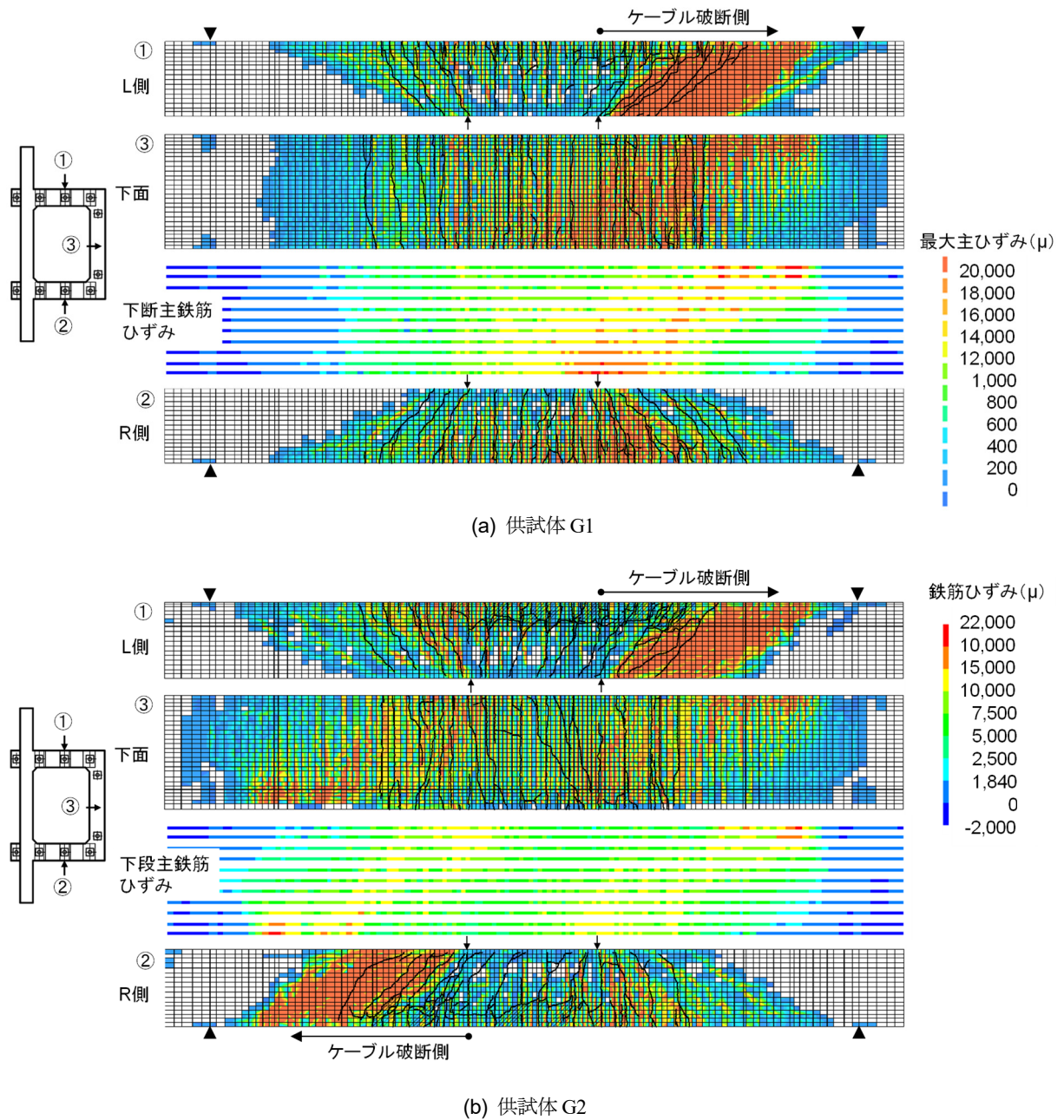


図-3.25 最大荷重時における最大主ひずみと実験時のひび割れ状況

3.6 ケーブル破断箇所の違いがPC箱桁の立体挙動に及ぼす影響

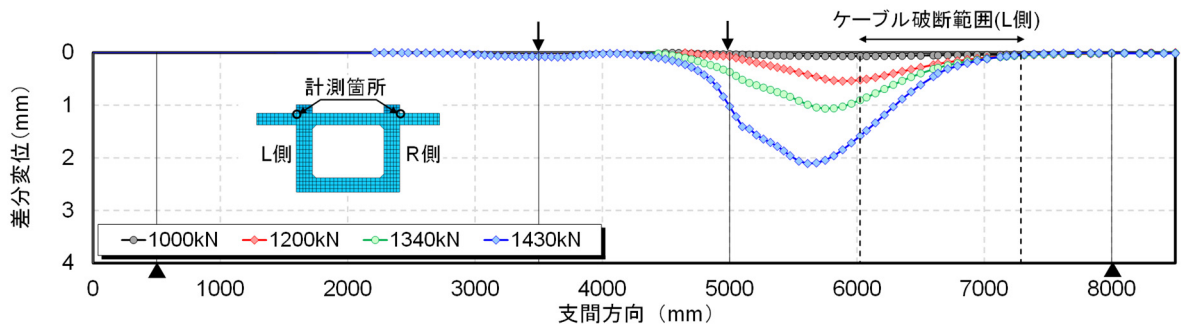
図-3.26 及び図-3.27 に、数値解析により得られた片側及び両側破断供試体の上下フランジ部の図中の計測位置における鉛直変位の差分変位（L 側の変位から R 側の変位を差し引いた値）を支間方向に整理した結果をそれぞれ示している。

図-3.26 および 3.27 より、片側破断供試体では、荷重の増加とともに、ケーブル破断側の荷点外側からやや離れた箇所で上下フランジとともに変位差が生じている。また、上フランジ部の変位差のピークは、下フランジと比較して荷点より発生する傾向が見られる。これは上フランジ部の方が荷点位置から近いいため、荷重の影響を受けやすいことが起因しているものと考えられる。それらの傾向は、両側破断供試体でも同様であり、ケーブル破断箇所が対角にある両側破断供試体の場合は、その変位差が支間中央を中心に逆対称に生じている。前述の実験でも少なからず変位差が現れていたものの、限られた計測範囲では、その挙動を明確にすることが困難であったが、解析結果ではケーブル破断箇所の違いによる挙動の差が比較的明確に現れている。

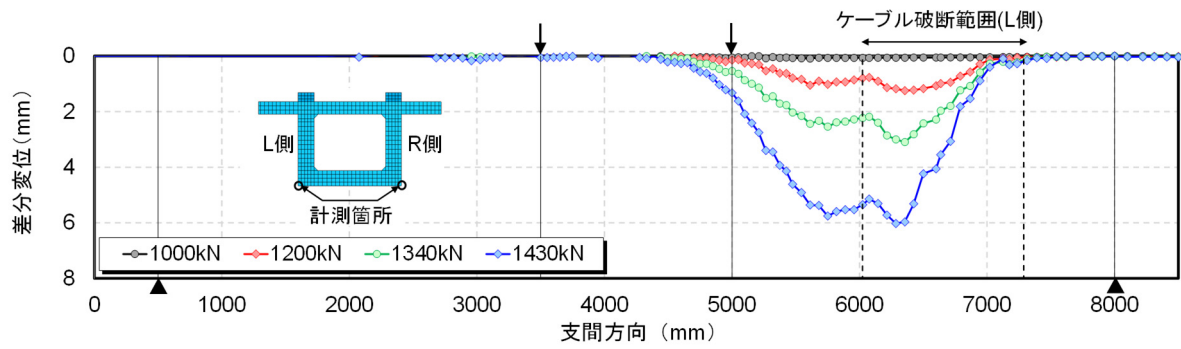
また、図-3.28 および図-3.29 に示す軸直角方向の変位コンター図より、片側破断供試体では、ケーブル破断側において、上フランジの荷点周辺が図中奥向きに、逆に下フランジは図中手前向きに変位が生じている。また、それは等曲げ区間を含む範囲にまで影響が及んでいる。両側破断供試体では、下フランジにその傾向が強く現れており、支間中央を中心に逆対称に変位が生じている。これらの解析結果から、断面方向の変形に対して有利な箱桁断面においても、片側及び両側破断供試体はケーブル破断箇所にて断面方向にねじれるような挙動が生じているかは必ずしも断定はできないが、そのような立体的効果が生じていた可能性が示唆される。

この傾向は、少なからず図-3.25 に示す下フランジ部の主鉄筋ひずみのコンター図の結果にも現れている。図-3.25(a)中の片側破断供試体の場合は、ケーブル破断側の支点付近から荷点付近を含む下フランジ一帯で斜め方向に顕著な引張ひずみが発生している。これに対し、図-3.25(b)に示す両側破断供試体の場合には、荷点を中心に概ね対称に斜め方向の引張ひずみ生じているが、片側破断供試体ほど顕著な引張ひずみは生じていない。このことから、両側破断供試体の場合は、両せん断スパンの対角に生じる断面方向の変形が平均化され、応力集中が緩和される傾向にあったものと考えられる。

したがって、両側破断供試体では、前述の実験に確認されたように、片側破断供試体のような変形の偏りが生じず安定した変形を維持していたものと考えられる。

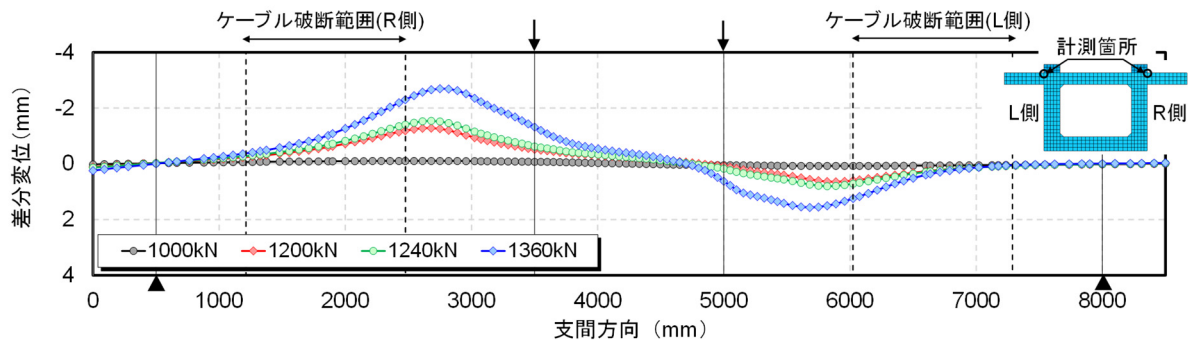


(a) 上フランジ

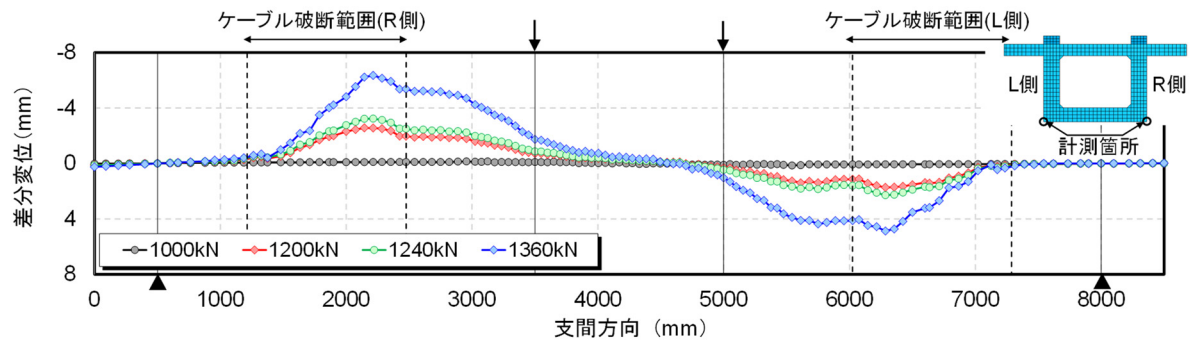


(b) 下フランジ

図-3.26 軸直角方向における鉛直方向の差分変位 (供試体 G1)



(a) 上フランジ



(b) 下フランジ

図-3.27 軸直角方向における鉛直方向の差分変位 (供試体 G2)

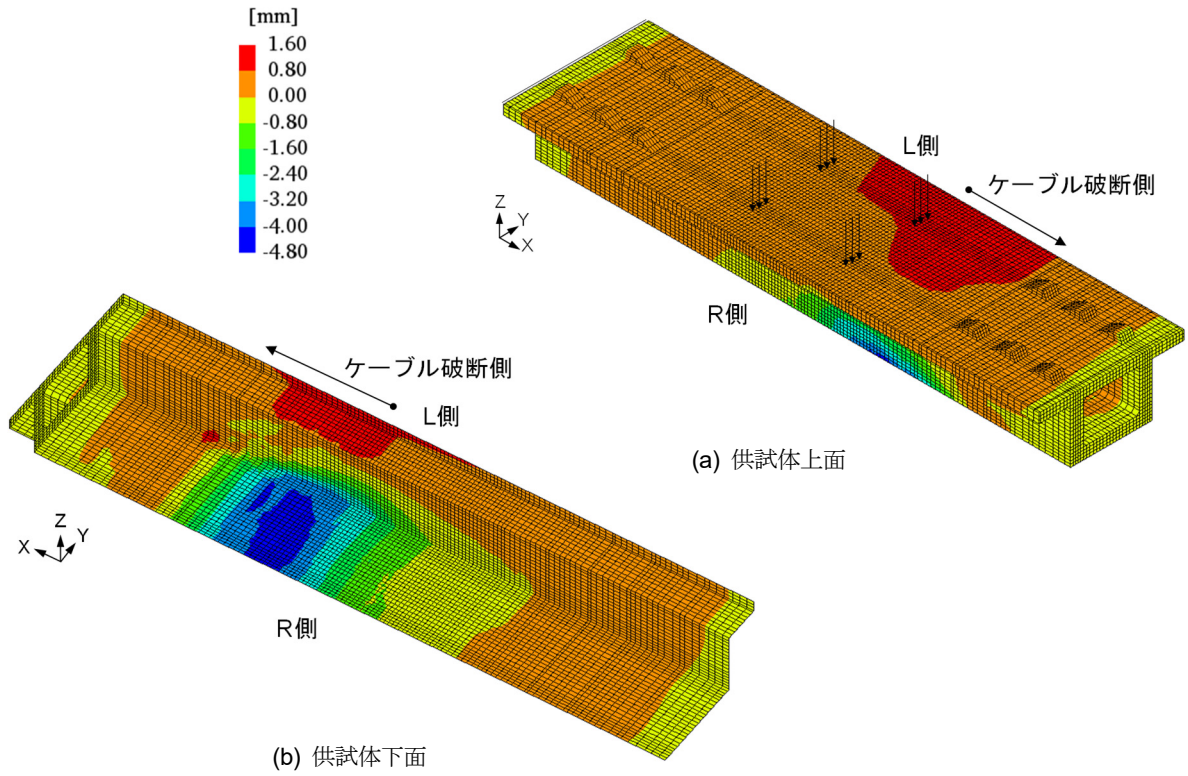


図-3.28 最大荷重時における軸直角方向の変位（供試体 G1）

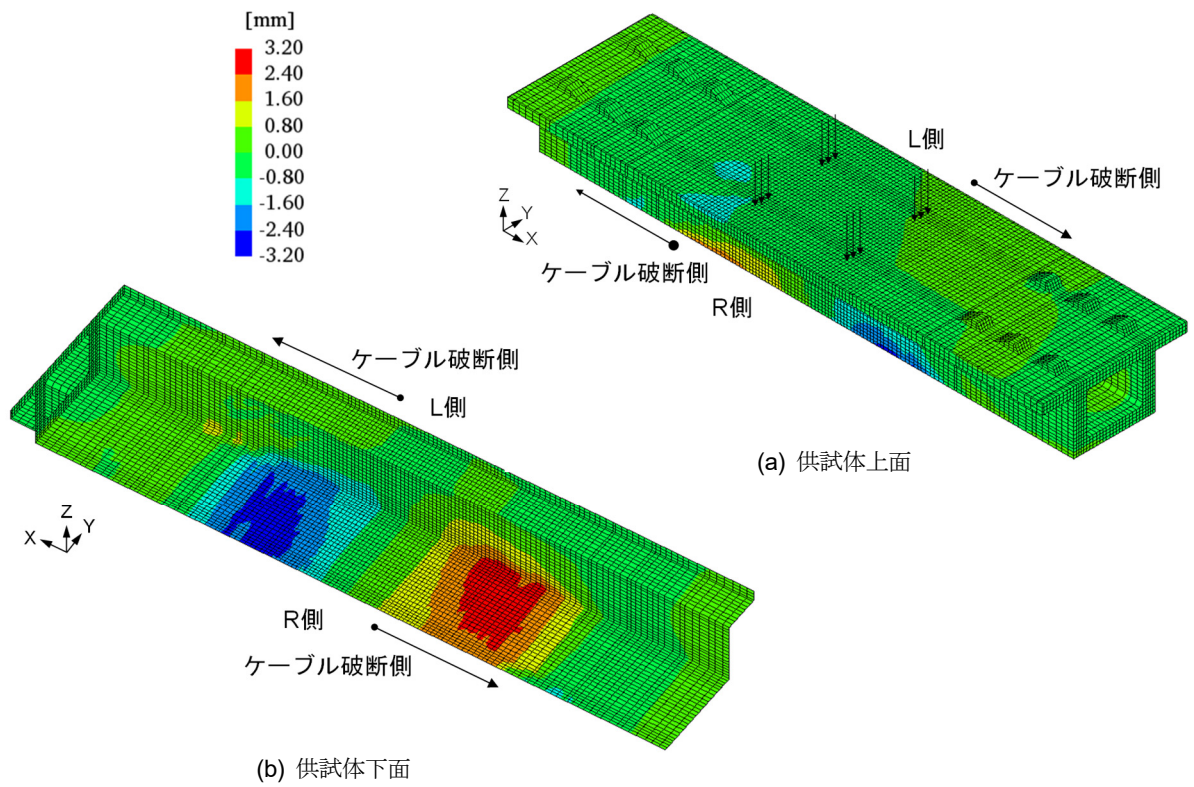


図-3.29 最大荷重時における軸直角方向の変位（供試体 G2）

3.7 定着部付近でケーブル破断した既設 PC 箱桁橋の耐荷性能評価の考え方

既設 PC 箱桁橋において、定着部付近でケーブルの破断が生じた場合での耐荷性能評価の考え方について述べる。前述の実験結果で明らかになったように、支間中央部において、グラウトがシースに確実に充填されていることが前提であれば、プレストレスが残留するため、せん断破壊に至ったとしても、せん断耐力の計算値を大幅に上回り、ケーブルが健全であるときの破壊抵抗曲げモーメントの 70%以上の耐力は期待できるものと考えられる。

しかし、片方のウェブのみにケーブル破断が集中する場合には、アンボンド区間と未充填区間の境界におけるプレストレスの変化点の弱点に加え、ケーブルの引き込みの影響により、せん断付着破壊が生じる傾向にある。また、ケーブル破断箇所が対角に生じた場合には、曲げ破壊が生じる結果となり、いずれも耐力算定時に推定した破壊モードとは異なる結果になる。

換言すれば、シース内にグラウトが充填されている区間は定着長を経てプレストレスが残存することから、プレストレスの残存状態によっては一次元梁では評価できない立体的な耐荷機構が成立し、せん断破壊も曲げ破壊も生じうる。このことから、本試験のようにケーブル破断の影響により立体的な挙動が顕著になる PC 箱桁橋では、一般に実務で適用される一次元梁による計算手法の前提が必ずしも満足されない可能性があることが示唆される。

以上を踏まえると、設計においては、箱桁断面を一つの梁として断面力を算出することが一般的であるが、桁端部の定着部付近においてケーブルの破断などの損傷が生じている場合、今回の実験でも耐力推定そのものに大きな差は生じなかったものの、破断位置の数や位置によっては、一次元梁で想定する挙動と実態とが乖離する可能性がある。そのため、ケーブル破断などにおける耐荷性能評価では、ケーブルの破断位置が空間的に分布し、立体的効果が生じる可能性がある場合には、簡易に一次元梁で耐力推定を行うのではなく、軸直角方向の変形を考慮した立体的な挙動を再現できる計算手法を用いた評価が必要と考えられる。

3.8 本章の結論

本章では、PC 箱桁橋の桁端部の片側または両側の定着部付近のウェブにおけるケーブル破断を模擬した 1/2 スケールの PC 箱桁供試体を製作し、静的載荷試験によって耐荷性能の評価や破壊性状の確認を行った。また、試験の結果、両者の破壊モードが異なった要因について分析するために、3次元非線形 FEM 解析を用いて実験の再現性を検証した上で、立体的挙動について考察した。本章より得られた結論を以下に示す。

- (1) 片側の定着部付近の片側のウェブでケーブル破断をさせた片側破断供試体 G1 の実験では、アンボンド区間とグラウト充填区間の境界付近で発生したせん断ひび割れに加え、破断したケーブルの引き込みの影響により、その境界付近でせん断ひび割れが繋がり拡大することにより、せん断付着破壊が生じることが明らかになった。
- (2) 両側の定着部付近の対角位置のウェブでケーブルを破断させた両側破断供試体 G2 の実験では、両せん断スパンの両側面の変形、抵抗機構が平均化され、破壊がせん断スパンの片側側面に集中することなくバランスが保持され、桁としてのせん断抵抗機構が維持されていたことにより、曲げ破壊が生じることが明らかになった。
- (3) 3次元非線形 FEM 解析による数値解析を実施した結果、耐荷力については、解析値は実験値に対し、1割程度の誤差範囲で推定が可能であることがわかった。一方で、ひび割れ性状では、解析結果は実験結果に対してひび割れの分散性やや過大に評価する傾向が見られることから、本解析に用いたすべり特性のモデル化にはやや課題が残されたが、支配的なひび割れの傾向を捉える上では、本研究で用いた数値解析手法は十分な精度を有していると考えられる。しかし、片側破断供試体のようなケーブルの引き込み起因したせん断付着破壊による急激な荷重低下が再現できていない点については、必ずしも十分ではない点がある。
- (4) 3次元非線形 FEM 解析による数値解析を実施し、片側破断供試体 G1 と両側破断供試体 G2 の破壊モードが異なる要因について立体的挙動の観点から分析した結果、以下の理由が考えられる。すなわち、片側破断供試体 G1 及び両側破断供試体 G2 は、いずれもケーブル破断側において、断面方向の鉛直変位差や面外変形が生じており、それらはねじりの変形によるものかは必ずしも断定はできないが、両側破断供試体の場合には、そのような立体的効果が対角に生じることで断面方向の変形が平均化され、応力集中が緩和される傾向にあったと考えられる。その結果、安定した変形が維持され、片側破断供試体とは異なる破壊モードになったものと考えられる。
- (5) 既設 PC 箱桁橋の耐荷性能評価では、定着部付近のケーブルの破断が生じて、グラウトが支間中央部のシーすに確実に充填されていることが前提であれば、定着長を経た中央側にはプレストレスが残留するため、曲げ挙動の特性が支配的になり、少なくともケーブルが健全であるときの曲げ引張破壊耐力の 70%以上の耐力は期待できるものと考えられる。しかし、ウェブの 1 箇所のみケーブル破断がある場合では、せん断付着破壊が生じる場合があること、またケーブル破断箇所が対角の

場合では曲げ引張破壊が生じる場合もある。したがって、ケーブル破断時における耐荷性能評価では、ケーブルの破断位置が空間的に分布し、立体的効果が生じる可能性がある場合には、簡易に一次元梁で耐力推定を行うのではなく、軸直角方向の変形を考慮した立体的な挙動を再現できる計算手法を用いた評価が必要と考えられる。

【参考文献（第3章）】

- 3.1) 三浦尚, 西川和廣, 見波潔, 上阪康雄: 暮坪陸橋の塩害による損傷と対策—(2) PC 鋼材の腐食とその補強対策, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 12, pp. 37-40, 1993.12.
- 3.2) 佐々木真一, 堺孝司: グラウト不良により劣化した PC 橋の調査と補修, コンクリート工学年次論文集, Vol. 18, No. 1, pp. 1089-1094, 1996.
- 3.3) 玉越隆史, 平賀和文, 木村嘉富: PC 鋼材の腐食損傷への対応事例—妙高大橋のグラウト未充填と鋼材腐食の調査—, 土木技術資料, Vol. 54, No. 5, pp. 50-51, 2012.
- 3.4) Woodward, R. J. and Williams, F. W.: Collapse of Ynys-y-Gwas bridge, West Glamorgan, *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 1, Vol. 84, pp. 635-669, Aug. 1988.
- 3.5) 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: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査—, 第 488 号, 2016.3.
- 3.6) 前田友章, 徳永光宏, 田所敏弥, 谷村幸裕: 鋼材破断時の付着特性に着目した PC 梁の曲げ耐力に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 529-534, 2010.
- 3.7) 前田友章, 轟俊太郎, 田所敏弥, 谷村幸裕: PC 主鋼材が破断した実大 PC 桁の静的載荷試験, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, V-645, pp. 1289-1290, 2010.9.
- 3.8) 蒲和也, 増井隆, 秋元泰輔: 44 年供用した PC 桁の載荷試験報告 (その 2), プレストコンクリート技術協会第 23 回シンポジウム論文集, 239-242, 2014.10.
- 3.9) 青木圭一, 渡邊晋也, 三加崇, 宮永憲一, 睦好宏史: 供用後 40 年経過した PC 桁の性状から推定される PC 橋の性能評価, 土木学会論文集 E2, Vol. 71, No. 3, pp. 283-302, 2015.9.
- 3.10) 横田敏広, Isuru WIJAYAWARDANE, 睦好宏史: 腐食した PC 鋼材を有する PC 梁の耐荷力特性と解析的性能評価手法の検討, 土木学会論文集 E2, Vol. 74, No. 4, pp. 213-233, 2018.10.
- 3.11) 蒲和也, 渡邊晋也, 吉川直志, 斉藤成彦: PC ケーブルの破断が PC 桁の耐荷性状に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 66A, pp. 725-732, 2020.4.
- 3.12) 村田一郎, 大坪正行, 濱田讓, 森川英典: 定着部付近での内ケーブルの破断を想定した鉄道 PCI 形桁のせん断耐力に関する一考察, 土木学会論文集 E2, Vol. 71, No. 3, pp. 203-219, 2015.7.
- 3.13) 木村嘉富, 石田雅博, 宇佐美惣, 花井拓, 本間英貴, 吉田英二, 松沢政和: 塩害により損傷を受けたポストテンション PCT 桁の耐荷力評価, 構造工学論文集, Vol. 62A, pp. 837-849, 2016.2.
- 3.14) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 2012.3.
- 3.15) 金田尚志, 石川幸宏, 魚本健人: ポータブル型蛍光 X 線分析装置を用いたコンクリートの分析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 1793-1798, 2006.
- 3.16) 金田尚志, 魚本健人: 塩化物測定用ポータブル型蛍光 X 線分析装置の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 1095-1100, 2007.
- 3.17) 橋高義典, 横室隆, 小川洋二, 井川秀樹: X 線透過デジタル画像によるコンクリートの X 線遮蔽性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 1, pp.1507-1512, 2013.
- 3.18) 橋高義典, 小川洋二, 横室隆, 井川秀樹: X 線透過デジタル画像の 2 層明度分析によるコンクリート製遮蔽容器の X 線遮蔽性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 1, pp. 1990-1995, 2014.

- 3.19) 竹内 大智, 小沢 壱生, 矢野 亮太, 三津谷 有貴, 土橋 克広, 上坂 充, 田中 泰司, 高橋 佑弥, 草野 譲一, 吉田 英二, 大島 義信, 石田 雅博: コンクリート橋検査における可搬型高エネルギーX線源の透過X線撮像能力の定量化, 土木学会論文集 E2, Vol. 74, No. 1, pp. 66-79, 2018.2.
- 3.20) 大島義信, 塩谷智基, 河野広隆: AE法によるPC桁主ケーブル破断に伴う再定着箇所の同定, 非破壊検査, Vol. 64, No. 6, pp.279-283, 2015.6.
- 3.21) 前田友章, 徳永光宏, 田所敏弥, 谷村幸裕: PC鋼材破断時におけるPC桁の残存プレストレス評価に関する一考察, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集, V-596, pp. 1191-1192, 2008.9.
- 3.22) DIANA-10.1 User's Manual, DIANA FEA BV.
- 3.23) 土木学会: コンクリート標準示方書, 2012.
- 3.24) Rots, J. G: Computational Modeling of Concrete Fracture, Dissertation, Delft University of Technology, 1988.
- 3.25) 是永健好, 渡辺英義: PC鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C2, pp. 1083-1084, 1999.9.
- 3.26) 足立将人, 西山峰広, 河野進: PC鋼より線の付着応力-すべり-ひずみ関係に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 661-666, 2002.

第4章 実橋 PC 桁橋を対象とした載荷試験の実施と破壊過程の考察

4.1 概説

PC 橋を含めた道路橋の維持管理において、鋼材の腐食などによる損傷が確認された場合には、定期点検要領^{4.1)}に従い損傷の状態に応じて補修・補強の要否を判定する必要があるが、その判断の根拠となる耐荷性能の把握は極めて重要である。

耐荷性能に関する道路橋の新設設計では、一般に上部構造全体の安全性を直接的に評価することはないが、主桁や横桁など構成部材ごとの安全性を確保することで、間接的に上部構造全体の安全性を確保していると考えられる^{4.2)}。また、破壊に対する安全性（以下、破壊安全性）については、上部構造全体の線形応答として算出される断面力応答と、別途実験などで確認された部材断面耐力との比較を行うに過ぎない。換言すれば、破壊安全性はあくまで状態が変化しない上部構造に載荷して生じている断面力が各部材の断面耐力を超えないことを確認するだけで、上部構造全体の耐力を直接評価しているわけではないことに注意が必要である。

実際のコンクリート橋では、経年劣化などにより一部の部材が損傷した場合でも、必ずしも上部構造全体の安全性が完全に失われるわけではない。すなわち、一般的に高い冗長性を有するコンクリート橋の上部構造は、部分的に部材が損傷した場合でも、健全な部材が損傷した部材を補うように荷重の再分配が生じ、上部構造として必要な耐荷力を保持すると考えられる。このような状態にある上部構造は、各部材の境界条件（支持条件）や荷重伝達の状態が不明確であり、部材が実際に最大耐力を発揮できるための条件も明確でない。そのため、部材断面耐力を比較する従来の照査法では、適切な評価が行えない可能性がある。

劣化が生じた部材を対象とした既往の知見において、部材ごとの耐荷力を評価する手法は開発されてきているものの^{4.3),4.4)}、単純支持された部材の破壊性状だけでなく、実際に上部構造に主桁や横桁などとして配置された場合の破壊性状や、上部構造の破壊安全性との関係は必ずしも明確になっていない。たとえば、青木ら^{4.5)}、武田ら^{4.6)}、蒲ら^{4.7)}が PC 橋の主桁を対象とした載荷試験が実施されているが、その試験で確認されたのはあくまで主桁部材の耐力であり、上部構造全体の耐力ではない。これまで、国内では上部構造全体を対象とした載荷試験は比較的多く行われているが^{4.8)4.13)}、それらは車両走行試験などによる弾性範囲内での評価が中心である。その目的は、あくまでも可逆性が担保された範囲内における上部構造としての機能性（車両などの荷重を支持し円滑に通過させるなど）の確認であり、破壊安全性に対する評価とはなっていない。また、上部構造が破壊するまでの載荷を試みた事例^{4.13)}もあるが、載荷能力の限界より試験が中止されており、コンクリート橋が破壊に至るまでの載荷試験（以下、破壊試験）により実耐力を検証した国内での事例は、著者の知る限り存在しない。

国外での破壊試験は、確認されている範囲で 30 件実施されている^{4.14)}。そのなかには床版橋、箱桁橋、桁橋など様々な形式のものが含まれている。それら実験の報告では、総じて上部構造の実耐力は、従来の計算値を大幅に超える耐荷力が確保されたこと、また実験の概ね 1/3 は想定外の破壊であったとされている。すなわち、部材断面耐力に基づく評価では、必ずしも正しく実際の破壊安全性を評価できていないと考えられる。また、既往の実験では限られた情報しかないものが多く、破壊過程については十分な分析がなされているとは言い難い。

実務上行われる既設橋の耐力評価では、上部構造の最大耐力そのものを評価するのではなく、あくまでも道路橋の要求水準として与えられている荷重に対して、各部材が破壊しないことを照査している。このとき、劣化などを考慮した部材断面耐力を算出するものの、照査方法は新設設計と同様に、線形格子モデルによる断面力応答と部材耐力との比較を行っている。要求水準として与えられる荷重を直接的に適用できるという点では、線形格子モデルを用いる利点は大きい。しかし、新設設計で用いられる線形格子モデルでは、荷重の再配分や部材の境界条件を適切に評価できないと考えられる。

一方、有限要素解析（以下、FEM 解析）を用いれば、破壊過程に応じた部材の塑性化を考慮することができるため、上部構造の耐荷力評価が可能であると考えられる。FEM 解析は、部材の破壊過程や部材間の境界条件なども考慮できる有効な手段である。実際に PC 上部構造の耐荷性能を評価する取り組みが行われており^{4.12), 4.15)}、部材のモデル化に関する有用な成果が得られている。しかし、上部構造に荷重を載荷して最大耐力を評価する場合、載荷荷重の位置や順番によって最大耐力が変化するという問題が生じる。例えば、上部構造が支持できる最大荷重を耐力と考えた場合、分布荷重として全体に載荷すれば支持できる荷重でも、ある桁に集中して載荷すると破壊する可能性がある。また、FEM 解析において荷重も適切にモデル化する必要があり、必ずしも適切な荷重モデルが準備されているわけではない^{4.16)}。そのため、新設設計で考慮されている荷重を適用できるよう従来の線形格子モデルを基本としながら、それに部分的な拡張を行うことにより、橋の破壊安全性を合理的に評価できる解析手法を確立する必要がある。また、その妥当性については、実際の上部構造の破壊試験に基づき検証する必要がある。

以上の背景により、本研究では実在の PC 橋を対象として、終局付近での主桁の挙動・破壊性状の確認をできるように、上部構造が破壊するまでの静的載荷試験を行った。なお、単純桁構造となる上部構造に対しては、たとえば活荷重や地震力など、通常的设计で見込まれるような現実的な荷重によって部材が破壊に至ることは稀である。

今回の破壊試験の目的は、5 章の上部構造の耐荷力モデルの妥当性を検証するものであり、設計で想定される荷重状況を再現するものではない。そのため、今回の実験では確実に上部構造を破壊できるように、外桁中央部に集中荷重を与えることにした。なお、本研究では、PC 橋のなかでも多くの実績を有するポストテンション PC 桁橋を対象にした。

4.2 実橋梁の載荷試験の目的

実橋梁で載荷試験を実施する目的の全体像について述べる。図-4.1 には、部材（主桁を想定）の状態変化について、耐荷力（静的な荷重による応答）を基本に整理したものである。実橋梁で載荷試験を実施する橋の状態として、以下大まかに 3 つに分類できると考えられている^{4.17)}。

(1) 状態 A：劣化や損傷が比較的軽微であり、健全な耐荷機構が成立する状態

状態 A は、軽微なひび割れなどが生じているものの、設計で想定する（健全な状態と同等の）耐荷機構が成立すると考えられる状態である。このような部材の「状態」とは、作用に対して「期待される」応答の違いによって表現することができるとされている。ここで、「期待される」とは、実際に載荷を行うことではなく、「仮に」載荷を行った場合に発揮される潜在的な耐荷力曲線であり、実際に可逆性の範囲を超えて載荷を行う場合には、損傷によって状態が変化すること、さらに除荷後に再載荷した場合

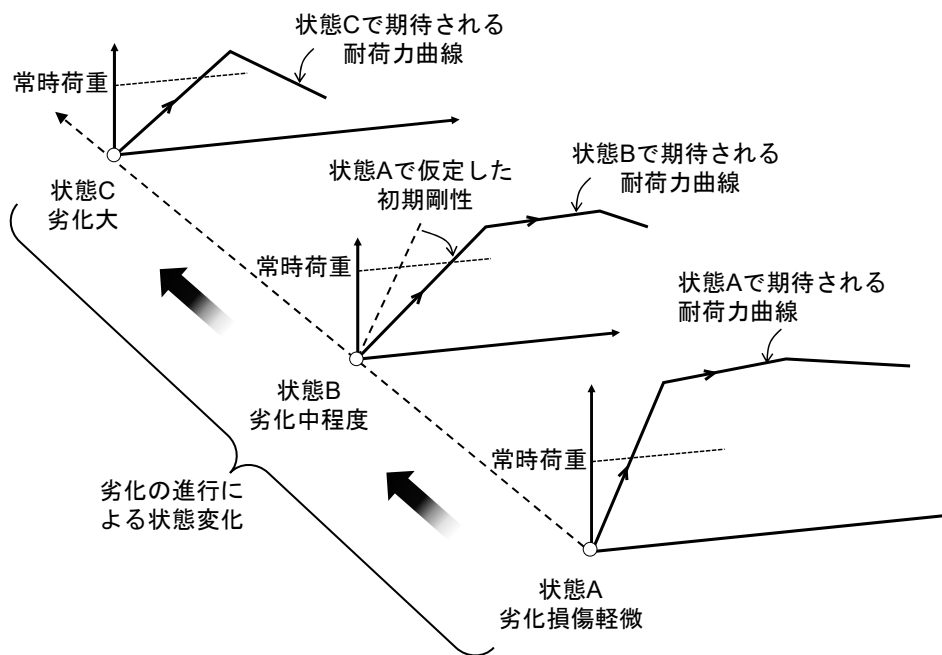


図-4.1 荷重による状態変化と材料劣化による状態変化

には「期待される」耐力曲線が異なる。

このような状態の橋梁に対して荷重試験が行われることは極めて少ないが、設計モデルの検証や、設計で想定した状態と実際との差異について確認するために実施することがあると考えられる。たとえば、示方書⁴²⁾に示される標準的な構造物以外のものを設計した場合において、設計の妥当性の検証、あるいは設計構造物に生じた損傷が構造的要因によるものか、材料的な要因によるものかを判断するような場合に、荷重試験が実施される。

この状態の橋梁に対する荷重では、応答が弾性範囲内にとどまる程度の荷重を作用させ、設計で想定する通りの挙動（応答）が生じるかを確認し、設計モデルの信頼性を確認するほか、ひび割れなどが材料的要因（乾燥収縮など）によるものか、限界値を超過する応力が生じたことによるものかを間接的に判断することが目的となる。なお、構造物の状態が A である場合でも、設計モデルの理想化や設計時に不確定だった事項の想定と実際との差異などによって、荷重試験による応答は評価モデルによる結果と必ずしも一致しない。このような差異は損傷や劣化によるものではないことから、目視等によって構造物の状態が A であることが明らかである場合には、このときの応答値を初期値として扱うことで、状態 B に遷移したかどうかの判断基準とできる。

(2) 状態 B：劣化や損傷の程度が中程度であり、健全な状態の耐荷機構が成立しない可能性がある状態

状態 B は、鉄筋の腐食やコンクリートのひび割れなどの損傷が顕著であり、荷重に対する耐荷機構が健全な状態とは異なる可能性がある状態である。このような状態にある橋梁に対しては、荷重を作用させることによって破壊が進展することは行われぬ。多くの場合、応答が弾性範囲内にとどまる程度の荷重を作用させ、健全な場合の応答との差異を確認することによって、供用可否の判断（使用限界の確認）などを行うことが目的となる。また、状態 B ではあるものの、すでに外ケーブル補強などが行われている橋梁に対して、補修強効果の確認などの研究目的で荷重試験を行う場合もある。このように、補

修によって状態 A に戻す（設計で想定する耐力力曲線を発揮できるようにする）ことや、補強によって異なる状態に遷移させる（設計とは異なる耐力力曲線に改めて期待する）こともあり、載荷試験の目的がモデルの妥当性を確認することになる場合もある。また、状態 B であるかどうかの判断にあたり、前述の通り状態 A での応答を初期値として計測しておくことで、その判断確度を上げることができる。

(3) 状態 C：劣化や損傷の状態が大きく、健全な状態の耐力機構が明らかに成立しない状態

状態 C は、鉄筋の腐食等による損傷が顕著化することで耐力機構が健全な状態から大きく変化し、必要な抵抗力が発揮できないものと推察される状態である。このような状態の橋梁は、すでに通行止めなどを行い、行政的な判断が下され供用を停止していることがほとんどである。

この状態の橋梁に対して現地載荷を行うことは稀であるが、耐力機構の解明や残存耐力など、研究目的から載荷試験が行われる場合がある。この場合には、部材の破壊まで荷重を作用させ、応答特性全体の差異を確認することになる。本章での検討がこれにあたる。このような検討により、期待される耐力曲線がどのようなものか検証することが可能になる。これにより、耐力力の評価モデルの前提条件（モデルの入力値、境界条件など）を確認し、載荷試験によりその情報をアップデートすることにより、適切な耐力力の評価モデルを構築することが可能になるものと考えられる。

4.3 旧築別橋の概要

4.3.1 旧築別橋の損傷状況

対象橋梁は、北海道留萌市の一般国道 232 号において築別川に架かる橋長 180.5m の単純 PC ポステン T 桁橋である（写真-4.1）。本橋は、鋼道路橋設計示方書^{4.18)}にて設計された 1 等梁（TL-20）である。図-4.2 に橋梁の一般図を示す。

本橋は 1960 年に竣工し、2017 年に別線に新橋が架設され通行止めとなるまでの 57 年にわたり供用された。なお、過年度に支承の取り替えが実施されており、全ての径間において新しい支承が元の支承位置の前面に設置されている。図-4.3 の橋梁一般図に第一径間の支承位置を一例として示す。



写真-4.1 旧築別橋全景

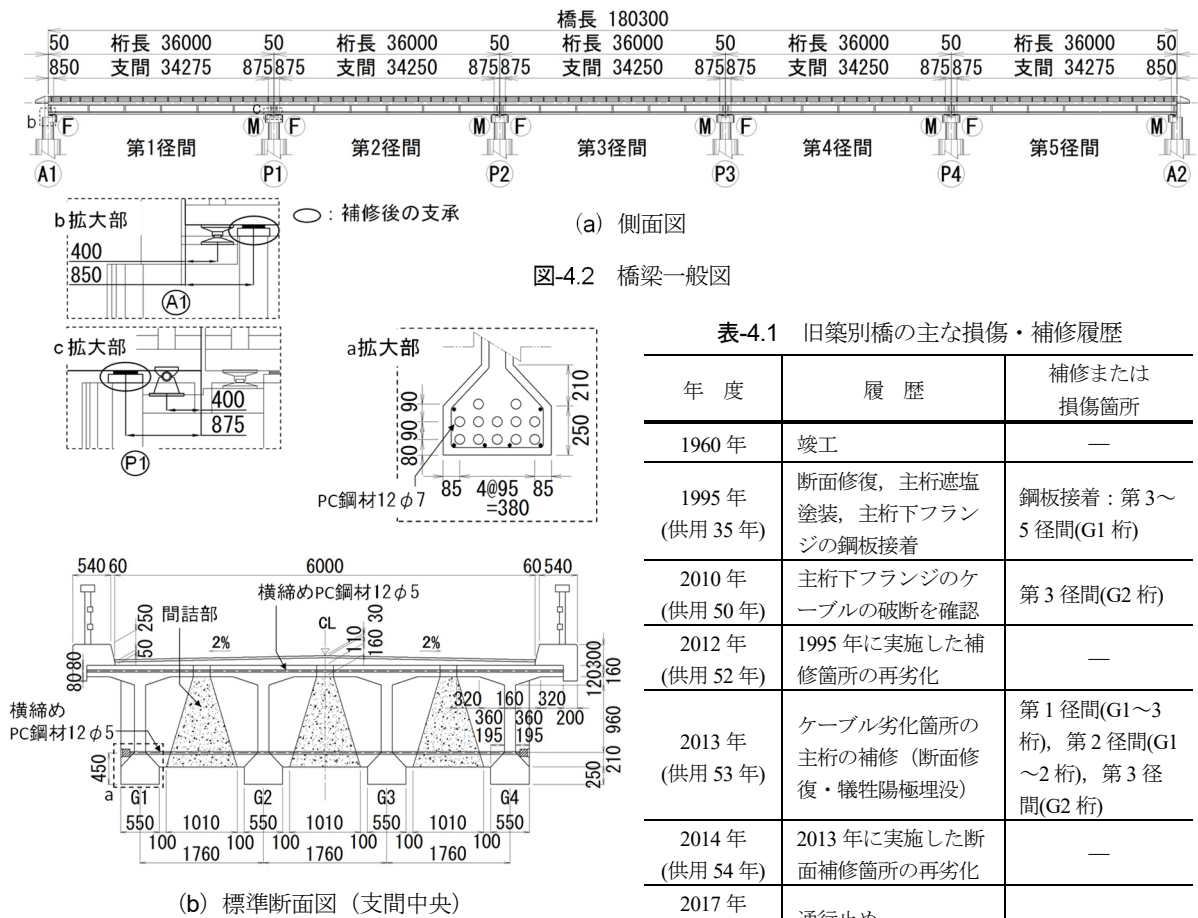


表-4.1 旧築別橋の主な損傷・補修履歴

| 年度 | 履歴 | 補修または損傷箇所 |
|------------------|------------------------------|-------------------------------------|
| 1960年 | 竣工 | — |
| 1995年 (供用35年) | 断面修復, 主桁遮塩塗装, 主桁下フランジの鋼板接着 | 鋼板接着: 第3~5径間(G1桁) |
| 2010年 (供用50年) | 主桁下フランジのケーブルの破断を確認 | 第3径間(G2桁) |
| 2012年 (供用52年) | 1995年に実施した補修箇所の再劣化 | — |
| 2013年 (供用53年) | ケーブル劣化箇所の主桁の補修 (断面修復・犠牲陽極埋没) | 第1径間(G1~3桁), 第2径間(G1~2桁), 第3径間(G2桁) |
| 2014年 (供用54年) | 2013年に実施した断面補修箇所の再劣化 | — |
| 2017年 (供用57年) | 通行止め | — |

表-4.1 に、築別橋の主な損傷・補修履歴を示す。本橋は日本海沿岸からの距離が約 170m と過酷な塩害環境下にあり、塩害対策区分 B1 であった。2010 年の定期点検では、第 3 径間でケーブルの破断が認められ、主桁応力度の照査が実施されたが許容範囲内であったため、補強対策は行われなかった。2012 年には、劣化状況を把握するための緊急点検が実施された。そのなかで、第 3~5 径間で 1995 年に実施した断面修復箇所の再劣化や第 1~3 径間の主桁の一部では、ケーブルが破断の疑いがあることが確認されていた。翌年の 2013 年に主桁補修が実施されているが、更に翌年の 2014 年には補修箇所の再劣化が発生していた。なお、本橋は老朽化などの理由により、2012 年から架け替え事業が開始されており、新橋完成までは抜本的な対策は実施せず、劣化が大きい箇所を重点的に最小限の補修を実施し継続して劣化状況や補修後の状況変化の監視を強化することにより、現況の健全度を把握することとしていた。

4.3.2 载荷試験の対象径間（第一径間）の損傷状況

図-4.3 に、本载荷試験の対象径間である第一径間の桁下方向から見た損傷図を示す。対象径間は、後述のグラウンドアンカーによる载荷装置及び計測機器を設置することが容易なため、河川敷のある第 1 径間とした。

対象径間では、概ね全体に損傷が分布していた。主な損傷は主桁下フランジ部のひび割れ損傷であり、部分的なひび割れが多数あり、コンクリートのかぶりが剥離し、鉄筋が露出している損傷もあった（写

真-4.2, 写真-4.3). また, G1-G2 間及び G3-G4 間の床版間詰部においては, 漏水・遊離石灰が発生していた. 載荷桁である G1 桁では, A1 から数えて 3~4 スパン目の支間中央部において, 下フランジ部のスパン全域に渡ってコンクリートのうきや橋軸方向のひび割れが確認された (写真-4.4, 写真-4.5).

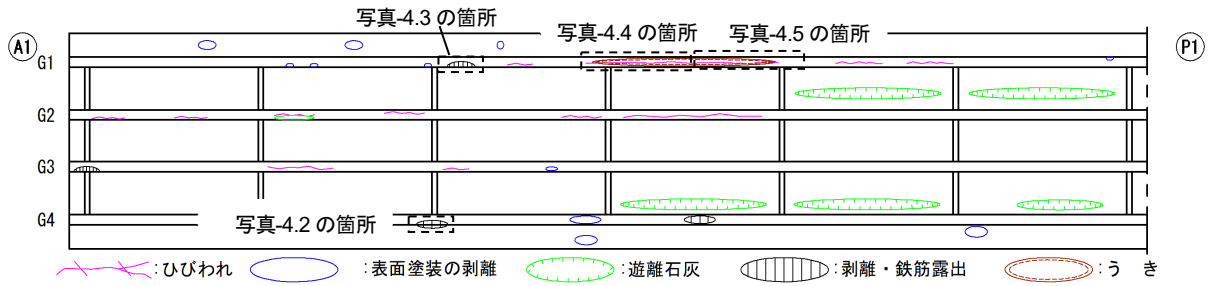


図-4.3 載荷試験径間 (第一径間) の桁下の損傷図 (上面からの透視図)



写真-4.2 G3 桁 2 スパン目の桁下の損傷状況



写真-4.3 G1 桁 3 スパン目の桁下の損傷状況



写真-4.4 G1 桁支間中央の桁下の損傷状況



写真-4.5 G1 桁 4 スパン目の桁下の損傷状況

4.4 実験概要

4.4.1 耐荷力の推定

本試験は、桁単体への支間中央の1点集中による静的載荷とした。対象主桁は、近接目視点検で損傷の程度が大きい外側のG1桁（以下、載荷桁）とした。

破壊試験を実施するにあたり、集中荷重を載荷した場合の最大荷重の目安を得るため、破壊時の塑性化を考慮しない線形格子モデルにより最大荷重を推定した。まず、耐荷力を推定するにあたり主桁と横桁を弾性体の梁モデルにより構築した平面格子計算^{4.19)}により、荷重分配率を算出した。荷重分配率は、載荷桁の支間中央に任意荷重を集中載荷した際に各桁に生じる曲げモーメントの割合を基に算出した。主桁は間詰部を含む全断面、またPC鋼線で横締めされた横桁は横桁全断面を有効とし、主桁、横桁それぞれの有効幅を道示^{4.2)}に準じて算出し、曲げ・ねじり剛性を設定した。なお、アスファルト舗装、地覆、高欄は考慮していない。計算の結果、載荷桁に生じる曲げモーメントとG2桁～G4桁に生じる曲げモーメントの合計の比はおよそ1:1程度であった。そのため、荷重分配率は載荷桁とG2桁～G4桁がそれぞれ1:1の割合で荷重に抵抗するものとして設定した。すなわち、載荷桁以外の3本の桁で、載荷桁に生じる曲げモーメントの半分を分担する。

この結果を踏まえ、最大荷重を表-4.2の条件により算定した。道示^{4.2)}に基づき載荷桁の破壊抵抗曲げモーメントから最大荷重は1840kNと算出されるが、既往の調査結果から材料の実強度は設計基準強度の概ね1.3程度であることが確認されていることを踏まえ^{4.21)}、最大荷重は上記のさらに1.3倍に当たる2400kNと推定した（表-4.3）。

表-4.2 耐荷力算定条件

| 項目 | | 値 | 備考 |
|--------------------------------|------------|---------------------------------------|--------------------------------|
| ケーブル | 断面積 | 38.5mm ² | 鋼線 φ7-1本 |
| | 総断面積 | 5540mm ² | 鋼線 12本-1束*12組 |
| | 図心位置 | 147.5 mm | 下フランジ底面から |
| | 降伏点 | 1270N/mm ² | PC指針 ^{4.20)} 参照 |
| | 引張り強さ | 1520N/mm ² | 同上 |
| | 設計荷重時許容応力度 | 930 N/mm ² | 同上 |
| 鉄筋 | 直径 | 9mm | 設計図書よりSS41(SS400), SR235 |
| | 降伏点 | 235 N/mm ² | |
| | 弾性係数 | 2.0×10 ⁵ N/mm ² | |
| コンクリート設計基準強度(主桁 [※]) | | 40 N/mm ² | 設計図書より※横桁は30 N/mm ² |

表-4.3 耐荷力算定結果

| 項目 | 値 | 備考 |
|------------------------|----------------------------|---|
| 破壊抵抗曲げモーメント(M_u) | 11567kN・m | |
| 死荷重による曲げモーメント(M_d) | 3680kN・m | |
| 差分($M_u - M_d$) | 7890kN・mm | 死荷重を控除 |
| 最大荷重 ^{※1} | 2330≒2400 ^{※2} kN | $4(M_u - M_d)/L \times 2^{※3} \times 1.3^{※4}$ L: 支間長(35.2m) |

※1 載荷桁の破壊断面力となるとき曲げモーメントから集中荷重を逆算、※2 載荷装置に十分な容量を持たせるために安全側に見積もった、※3 載荷桁とG2桁～G4桁の荷重分担が1:1のため最大荷重は載荷桁の破壊断面力の2倍として設定、※4 既往の調査結果^{4.21)}を踏まえ設定

表-4.4 せん断耐力（支間中央）に対する試算

(b) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力

| 項目 | 値 | 備考 |
|------------------------------------|--------|--|
| ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力 (S_{uc}) | 1314kN | $\tau_{max}^{*1} \cdot b_w^{*2} \cdot d^{*3} + S_p^{*4}$ |

※1 コンクリートの平均せん断応力度の最大値⁴²⁾(5.3 N/mm²)，※2 有効高(1,550mm)，※3 ウェブ厚 (160mm)，※4 支間中央部においてはケーブルと部材軸のなす角度が0° のため0

(b) 斜引張破壊に対するせん断耐力($S_{us} = S_c + S_s + S_p^{*1}$)

| 項目 | 値 | 備考 |
|-----------------------------|-------|--|
| コンクリートが負担できるせん断力 (S_c) | 215kN | $k^{*2} \cdot \tau_c^{*3} \cdot b_w^{*4} \cdot a^{*5}$ |
| 斜引張鉄筋が負担できるせん断力 (S_s) | 175kN | $A_w^{*6} \cdot \sigma_{sy}^{*7} \cdot d / 1.15a^{*8}$ |
| 斜引張破壊に対するせん断耐力 (S_{us}) | 390kN | $S_c + S_s$ |

※1 支間中央部においてはケーブルと部材軸のなす角度が0° のため0，※2 $k = 1 + M_0/M_d = 1.6$ ， M_0 ：プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント， M_d ：部材断面に作用する曲げモーメント，※3 コンクリートの平均せん断応力度⁴²⁾(0.55 N/mm²)，※4 有効高(1,550mm)，※5 ウェブ厚 (160mm)，※6 せん断補強筋の断面積(265.4 mm²)，※7 せん断補強筋の降伏点(245 (推定)N/mm²)，※8 せん断補強筋の間隔 (500mm)

また、最大荷重が作用した際、上述の格子計算の結果から、載荷桁の支間中央部には1500kN程度のせん断力が作用する。この時、表-4.4に示すせん断耐力の試算によると、既に斜め引張破壊をはじめ、ウェブコンクリートの圧壊が生じているものと推定される。

4.4.2 事前調査（残存プレストレス量の調査）

本橋は過年度の調査により載荷径間においてもケーブルの破断の疑いがあることが確認された。そのため、載荷試験に先立ち、コア応力開放法⁴²²⁾により残存プレストレス量の計測を行った。

測定位置は、第一径間の載荷桁、G2、G3、G4桁それぞれについて支間中央からP1側に向かって2.5m程度離れた箇所付近に各1箇所、合計4箇所とした。

図-4.4に、計測概要を示す。コア応力解放法は、有効応力を推定する位置を中心として、コンクリート表面に応力方向(x方向)および直角方向(y方向)にひずみゲージを貼り、コア切込み前後のひずみをそれぞれ計測する。乾燥収縮の内外拘束などの影響をキャンセルする目的で、応力推定には2方向のひずみ差を利用する。

表-4.5に、計測ひずみ等の結果を示す。乾燥収縮、クリープおよびこれらに起因する鋼材拘束ひずみといった時間依存ひずみを考慮した式⁴²²⁾から有効応力を算出した。なお、乾燥収縮とクリープ係数については、詳細な資料がないため土木学会コンクリート標準示方書(以下、コン示)⁴²³⁾による予測式の値を用いた。有効プレストレス算出においては主桁コンクリートの弾性係数およびポアソン比の実測値が必要となる。そのためØ70mmのコア(L=160mm)を載荷桁から載荷試験への影響の少ない箇所(支点から2スパン目の横桁付近。1スパン：横桁間隔を指す。)のウェブ側面から2本採取した。

計測の結果、最もプレストレス減少の大きい載荷桁では当初より13%程度、G2桁及びG3桁でも10%程度残存プレストレスが減少していた(表-4.6)。ただし、この減少量はプレストレス導入区間の平均的な減少量として算出しており、桁全長に対する残存プレストレス分布(プレストレスの低下割合と位置との関係)は不明である。本橋には1主桁に12本のケーブルが配置されているが、この結果から各桁で

ケーブルが1本程度破断しているものと推定される。ここで、1本破断とは一つのシース管に収められている鋼線 $\phi 7 \times 12$ 本のうち1本でも破断した状態を指す。なお、前述の耐荷力の推定に関しては、本調査結果による調整は行わず主桁が健全なものとして仮定して設定した。

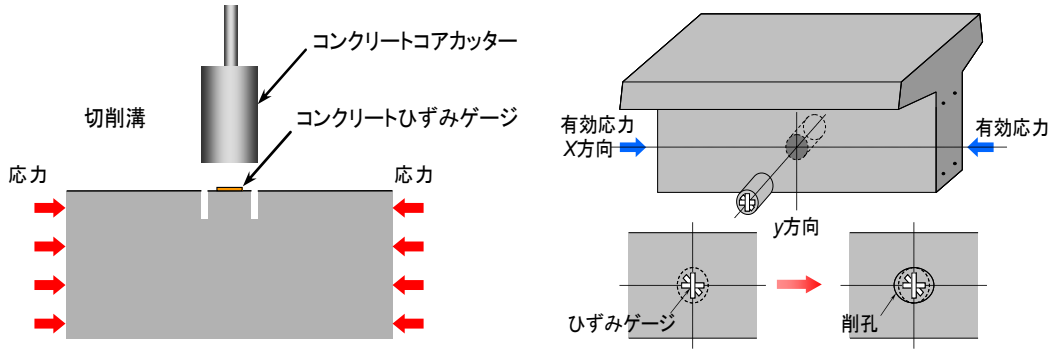


図-4.4 計測概要



写真-4.6 ひずみゲージ貼り付け状況



写真-4.7 コア応力解放による計測状況

表-4 計測ひずみおよび有効ひずみの結果

| 桁 | 計測ひずみ | | 鉄筋量 ^{※1} | | 有効ひずみ ^{※2} (μ) | ヤング係数 ^{※3} (kN/mm ²) |
|----|------------------|------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------------|--|
| | X方向 (μ) | Y方向 (μ) | X方向 (mm ²) | Y方向 (mm ²) | | |
| G1 | -214 | 6.0 | 1145 | 382 | -194 | 27.4 |
| G2 | -272 | -32 | | | -211 | |
| G3 | -283 | -57 | | | -199 | |
| G4 | -286 | 26 | | | -272 | |

※1 単位長さあたりの鉄筋量 (X方向: 主鉄筋, Y方向: せん断補強鉄筋), ※2 算出過程で用いた乾燥収縮ひずみ (533 μ) およびクリープ係数 (1.9 μ) は詳細資料がないためコンクリート標準示方書 (以下, コン示)^{4.23)}で示されている平均値を使用, 鉄筋の弾性係数 (200kN/mm²) はコン示^{4.23)}を使用, ※3 コンクリートコア3本の平均値.

表-4.6 残存プレストレス計測結果

| 桁 | 残存プレストレス | | | |
|----|-------------------------|-------------------------|-----------------------|----------|
| | 設計値(N/mm ²) | 推定値(N/mm ²) | 差(N/mm ²) | 推定/設計(%) |
| G1 | 22.0 | 19.1 | -2.9 | 87 |
| G2 | | 19.6 | -2.5 | 89 |
| G3 | | 19.2 | -2.8 | 87 |
| G4 | | 21.3 | -0.8 | 96 |

4.4.3 試験装置の概要

図-4.5 に載荷試験装置全体図、写真-4.8 に載荷試験前の全景を示す。載荷試験では、破壊時の耐力が推定した最大荷重よりも上回る可能性があることを考慮し、載荷装置の能力を推定耐力の2倍を確保した。載荷は2台の3000kN センターホール型油圧ジャッキにより行った(写真-4.9)。

載荷点には、敷モルタルを設置した上で載荷ブロックを設置し、それに球座を固定した。これにより、荷重は載荷梁と球座を介して、1点に垂直に載荷されるようにした(写真-4.10)。

載荷反力装置は、既往の事例^{4.13)}を参考にして設計耐力 2320kN/本のアンカー2本を施工して、砂岩層(N値50以上)に定着させた。G1-G2 桁間のグラウンドアンカーは、床版に直径350mmの孔を削孔し、その孔からグラウンドアンカーを設置した(写真-4.11)。アンカーの定着長は、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説^{4.24)}に基づき算出し、計算上必要な長さ7mに加え3mの余裕長を取り10mとした。アンカーの引張材は、PC鋼より線 $\phi 12.4\text{mm}$ を使用した。また、アンカー用のグラウトは、圧縮強度 26N/mm^2 、水セメント比(W/C)50%の配合とし、加圧注入を行った。なお、実験中において桁が落下するのを防止するために安全対策を施した。具体には、A1側は架設ベントを設置し(写真-4.13)、P1側は、第1径間と第2径間の床版部を削孔し、それにワイヤーロープを通し両者を連結した(写真-4.14)。

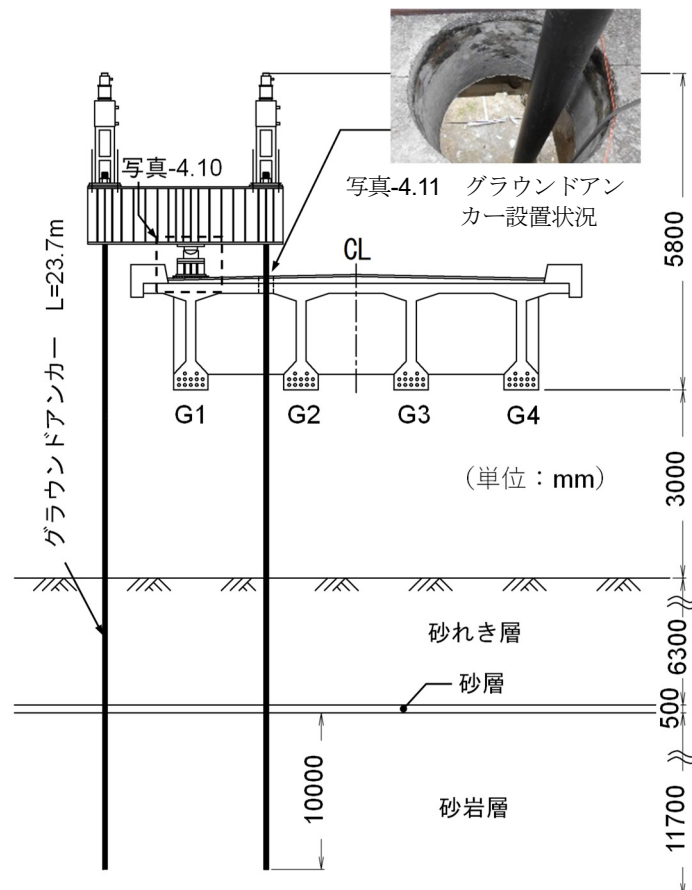


図-4.5 破壊試験装置全体図



写真-4.8 載荷試験前の全景



写真-4.9 載荷装置

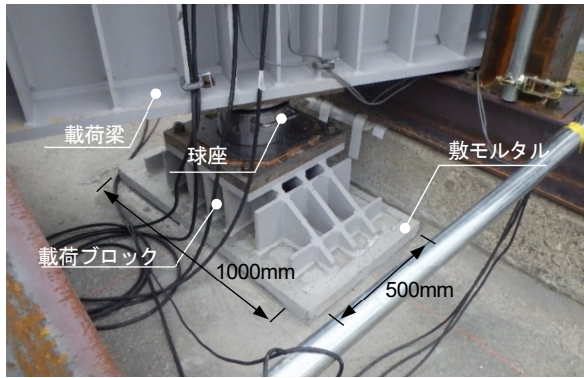


写真-4.10 載荷点付近の状況

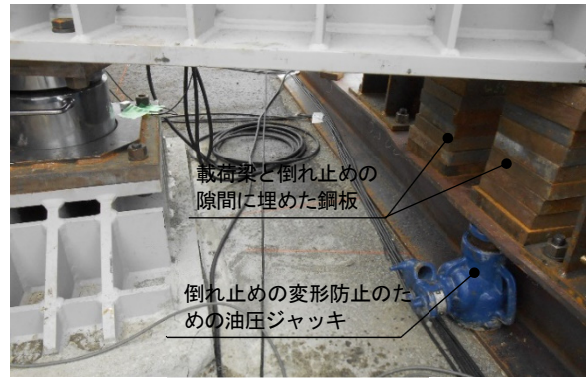


写真-4.12 載荷重装置の傾き防止措置を施した状況



写真-4.13 架設ベントの設置 (A1 橋台)

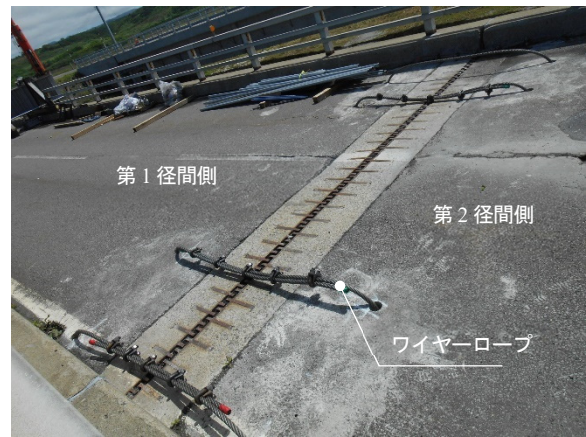


写真-4.14 ワイヤロープによる連結

4.4.4 試験方法

図-4.6 に、荷重ステップを示す。破壊試験は3日間にわたって実施した。図中に示す荷重および徐荷による繰り返し荷重は、各荷重段階における基本性状の確認を目的として実施した。なお、図中にはそれぞれのイベント時における荷重を示している。

Step1 は、荷重桁の支間中央の下フランジにて曲げひび割れが発生するまで荷重し、徐荷した。Step2 では、下フランジ下面の最外縁の主鉄筋が降伏するまでの約 1200kN まで荷重し、除荷した。Step3 は、別途振動モニタリング^{4.25)}のために行われたが、Step2 の時と同様に、1200kN まで荷重した状態で荷重をホールドし、除荷した。Step4 では 2500kN まで荷重した。なお、前述の通り最大荷重は 2400kN であったが、試験ではそれを少し上回った時点で徐荷したため、以降では便宜上 2500kN を推定耐力として扱う。Step5 では終局時まで荷重を行った。この間、荷重梁の傾きが荷重桁側に極端に大きくなったため、荷重装置のバランスが損なわれることを配慮し、安全に作業ができると考えられる荷重 (1400kN) まで徐荷した状態で、荷重桁側の傾きが現状以上にならないに荷重梁と倒れ止めの隙間を鋼板で埋め、荷重装置を安定させるような措置を施した後 (写真-4.12)、再度荷重を行った。

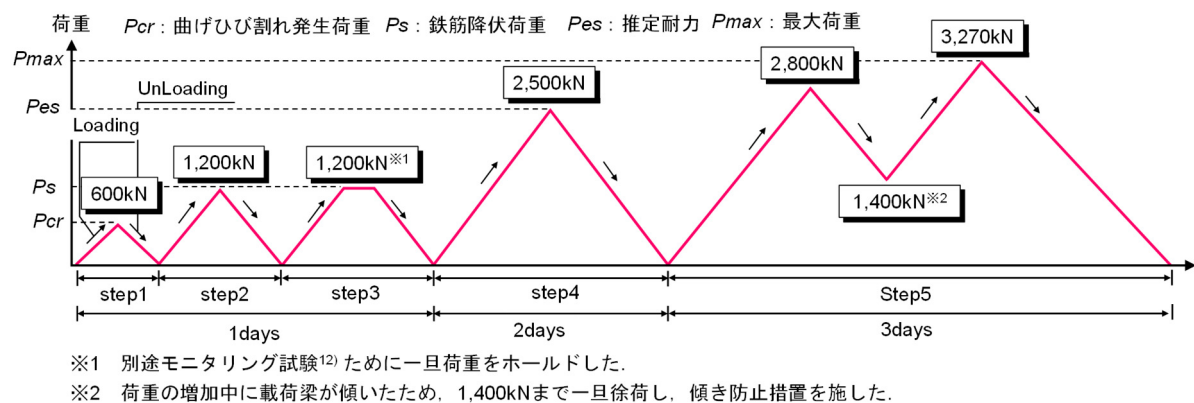


図-4.6 荷重ステップ

4.4.5 測定項目

図-4.7 に計測位置図を示す。計測項目は、各主桁の変位、ケーブルのひずみ、主鉄筋のひずみ、コンクリートのひずみ、また荷重桁の地覆部側面、ウェブ側面、下フランジ側面にそれぞれ傾斜計 (容量±1deg) を設置した (写真-4.15)。

鉛直変位は、桁下の地中に鋼製治具を立て込み、それにレーザー変位計などを取り付け計測した (写真-4.16)。主鉄筋のひずみ計測は、事前に鉄筋の計測箇所付近のコンクリートを研り出し、ひずみゲージを貼付した。ケーブルのひずみは、荷重桁の荷重点付近において、過年度に実施された詳細調査によりコンクリート及びPCシースが研り出された箇所があったため、それを利用し1箇所のみひずみゲージを設置して計測した (写真-4.17)。

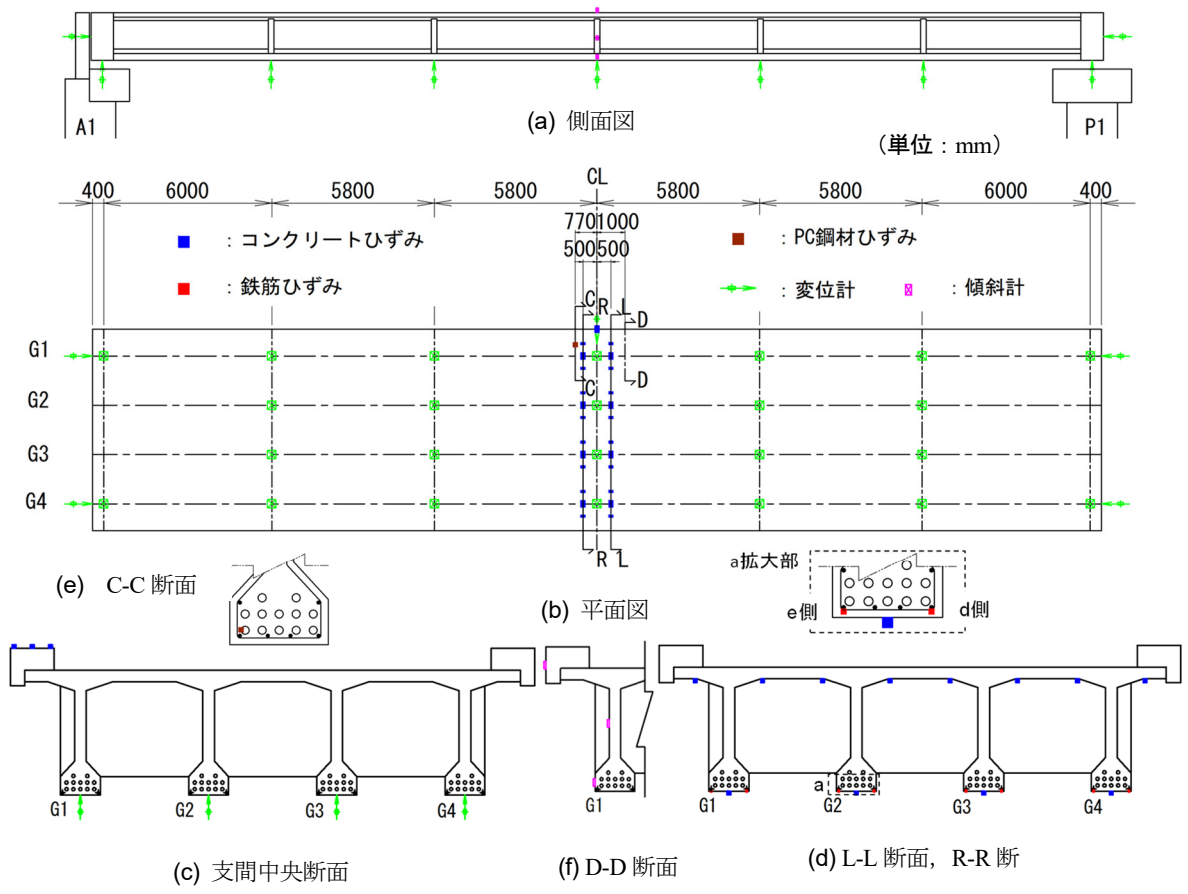


図-4.7 計測位置

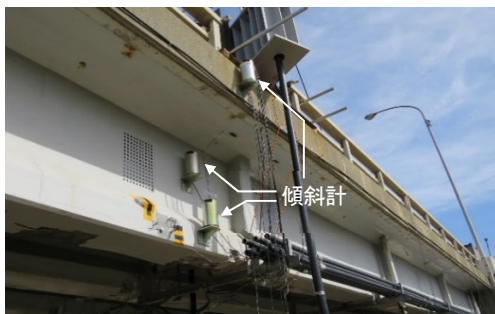


写真-4.15 傾斜計の設置状況

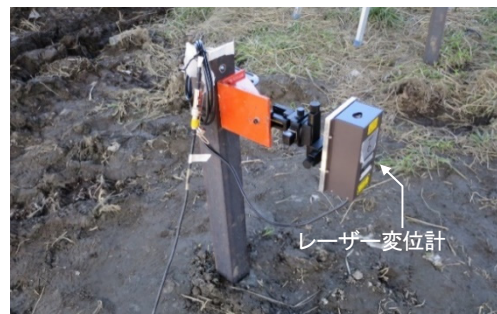


写真-4.16 変位計の設置状況

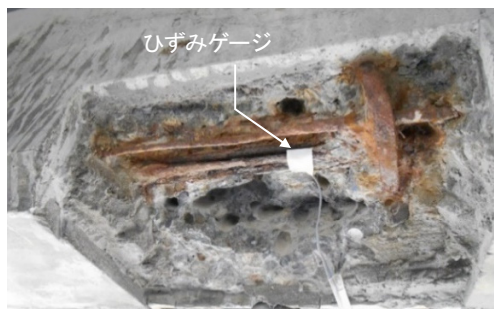


写真-4.17 ケーブルのひずみゲージ設置状況

4.5 実験結果

4.5.1 破壊性状

図-4.8 に、破壊試験終了時における主桁のひび割れ状況、写真-4.18(a)に、実験終了時の全景を示す。以下に代表的なイベントを示す。600kN で荷重点直下の下フランジ下面に曲げひび割れが生じた。1080kN 付近で荷重桁の主鉄筋に降伏のような挙動が確認された (図-4.10 中◇A)。具体には、ひずみが増大しているにもかかわらず荷重が増加していないことが確認できたため、鉄筋が降伏したと判断した。1800kN で荷重点に向かって左右にせん断ひび割れを確認した。さらに、Step4 での推定耐力を上回った時点で、荷重点直下の地覆部にひび割れが発生しはじめていたが、耐力が失われることはなかった。Step5 では、荷重桁の支間中央部でせん断ひび割れが進展し、最大耐力の 3270kN に達した。この時、荷重点直下の地覆部の圧壊が生じていた (写真-4.18 (b))。なお、最大耐力の到達時には、油圧ジャッキのストロークの上限に達していたが、同時に荷重の増加が見られなくなったため、この荷重を最大荷重と判断し、試験を終了した。この時の荷重桁の支間中央のウェブには、無数のせん断ひび割れが確認された (写真-4.18 (c))。そのせん断ひび割れの多くがウェブの表裏で確認されたことから、ひび割れがウェブを貫通している状態であると判断できた。また、桁端部にはねじれの影響とみられる斜めひび割れが確認された (写真-4.18(e))。一方、他の主桁の変状をみると、G2 桁は 2000kN で荷重桁と同様のせん断ひび割れを確認した。さらに、荷重の増加にともない、荷重点直下の G1-G2 桁間の横桁にある間詰めコンクリートの打継ぎ目に目開きおよび鉛直方向にずれが生じた (写真-4.18(d))。最終的には、目開き幅は 10mm 程度に達し、路面でも G1-G2 桁間に 50mm 程度の鉛直方向の段差が生じていた (写真-4.18(f))。また、G3 および G4 桁の支間中央には荷重による新たなひび割れなどは確認されず、両支点から数えて 1~2 スパンの間で、ねじれの影響と見られるような斜め方向のひび割れが確認された。

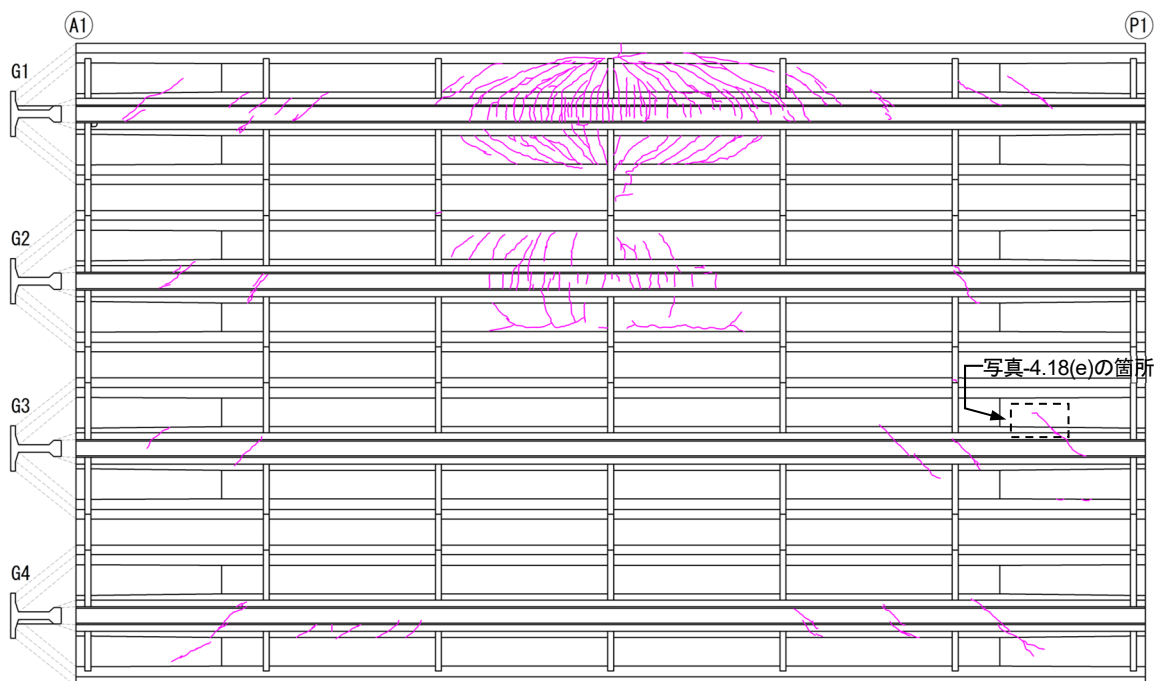


図-4.8 荷重試験時の各主桁のひび割れ状況



(a) 全景



(b) 荷点付近のせん断ひび割れ



(c) 荷点直下における地覆部の圧壊



(d) G1 桁-G2 桁間の間詰部のずれ



(e) G3 桁の支点部付近の斜めひび割れ



(f) G1 桁-G2 桁間の段差

写真-4.18 荷点試験終了時における損傷状況

4.5.2 各測定データの結果

(1) 支間中央における荷重-変位の関係

図-4.9(a)に、載荷桁の支間中央における荷重-変位を示す。鉄筋降伏時における Step3 までは残留変位が見られず、弾性的な挙動を維持している。Step4 では、鉄筋降伏後から変位が増加し、勾配が緩やかになり始めた。その後の変位は 2500kN を迎えた後の徐荷後において 16mm 程度の残留変位が生じていた。Step5 では、Step4 の荷重到達点に再起し、Step4 と概ね同様な勾配を保持しながら荷重が増加した。載荷中において、前述の理由により、1400kN まで一旦徐荷を行ったが、元の荷重到達点に再起し、その後はさらに勾配が緩やかになり変位が増加し、最大耐力を迎えた。

次に、図-4.9(b)~(d)に step5 における G2~G 4 桁の荷重-変位関係を示す。なお、図中には載荷桁の結果も参考に示す。G2~G4 桁は載荷桁からの荷重分配の関係が認められ、載荷桁から最も近い G2 桁、G3 桁、G4 桁の順に荷重勾配が緩やかになっている。また、推定耐力を迎えた後の徐荷後においては、G2 桁は 6mm 程度の残留変位が生じていたが、G3、G4 桁は残留変位が生じていなかった。なお、G4 桁は載荷桁の最大耐力を迎えた後の徐荷後においても、残留変位が見られず可逆的な状態を維持していた。

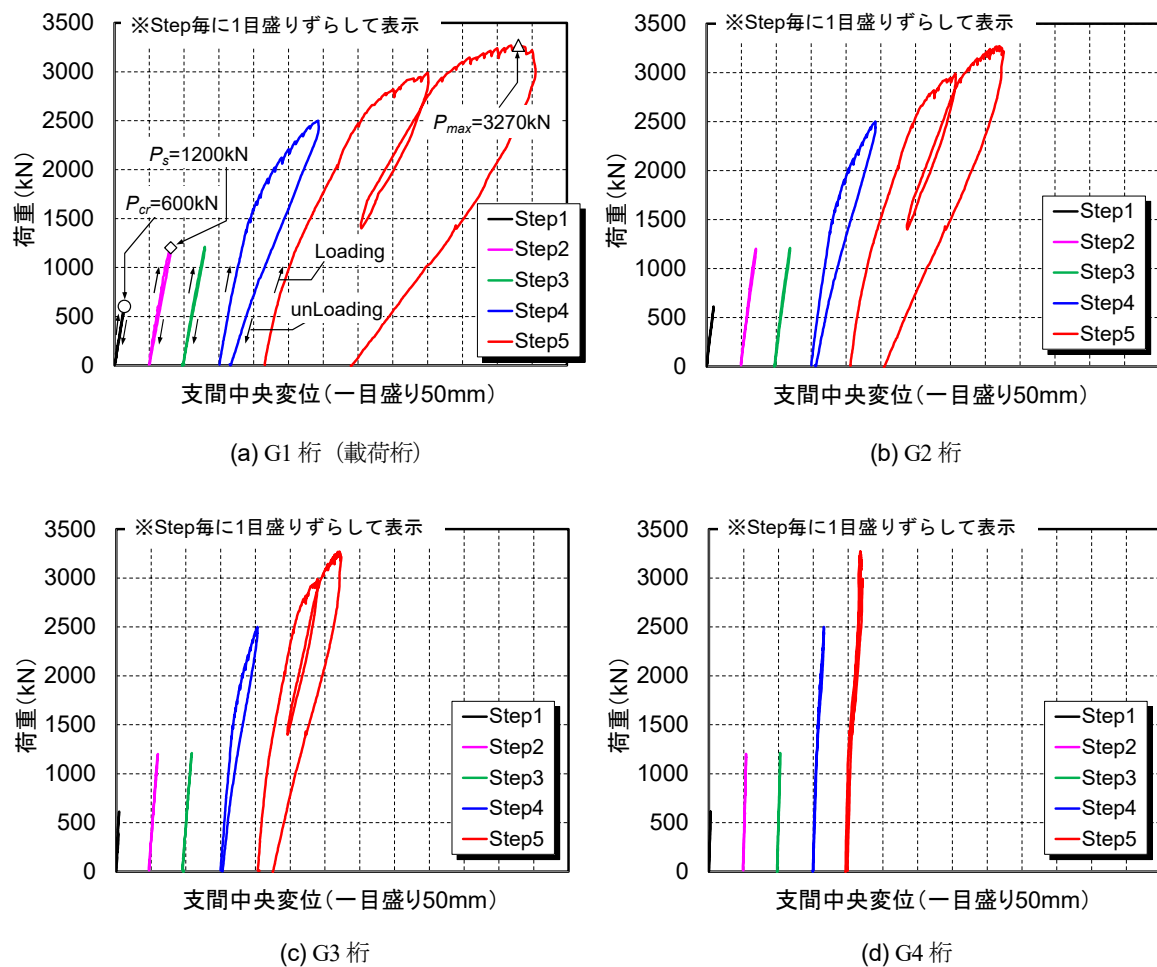


図-4.9 各主桁の支間中央における荷重-変位関係

(2) 鉄筋のひずみ

図-4.10 に、各主桁における図-4.7 中の L-L 断面または R-R 断面それぞれの e 側および d 側に設置している鉄筋ひずみの平均値を荷重との関係で示す。鉄筋ひずみは、荷重による増加分を計測しており、除荷分を除いた結果を示している。なお、鉄筋には設計図書より死荷重を考慮すると載荷前において 400μ 程度のひずみが生じていたものと想定される。また、荷重増分に対してははじめて鉄筋ひずみが急増した状態を初降伏と判断した。

図-4.10 より、鉄筋のひずみは、L-L 断面および R-R 断面で概ね同じ挙動を示している。鉄筋の初降伏は、載荷桁、G2 桁、G3 桁で順に生じているが、G4 桁は降伏に達していないと推察される。また、それらの降伏は、降伏ひずみ (1175μ) に達する前の比較的早い段階で生じていたものと判断できる。

(3) ケーブルのひずみ

図-4.11 に、ケーブルのひずみと荷重との関係を示す。ケーブルのひずみは、荷重による増加分を計測している。なお、設計図書よりケーブルの緊張から乾燥収縮・クリープ・リラクセーションによるひずみ、さらに死荷重を考慮すると載荷前においては 4250μ 程度のひずみが生じているものと想定される。

図-4.11 より、推定耐力を迎えた Step4 終了時において、残留ひずみが生じていた。Step4 の終了後に支間中央で 16mm の残留変位が生じていたことから、プレストレスが部分的に消失していたことが考えられる。この間、載荷前に生じていたひずみも考慮すると、 2000kN で 0.2% 耐力 (降伏点) に相当するひずみ (6350μ) に達していたものと推察される。また、Step5 の 2800kN 付近 (載荷前のひずみを考慮すると 8750μ) では、ひずみが解放されている (図-4.11 中▼B)。この時点では、降伏ひずみ (約 6500μ) に達していないが、実験終了後にその計測箇所において鋼材の破断が生じていたことから、荷重中に鋼材が破断した可能性が考えられる。

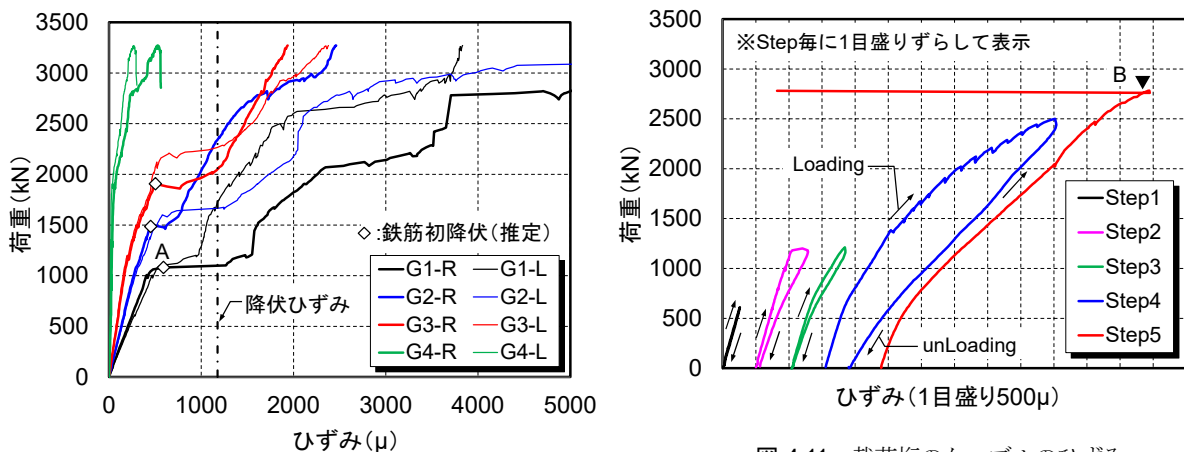


図-4.10 各主桁の鉄筋のひずみ

図-4.11 載荷桁のケーブルのひずみ

(4) 載荷桁の傾斜

図-4.12 に、載荷中の主桁のねじれを観察する目的で地覆部、ウェブ側面および下フランジに設置した傾斜角の変化を示す。なお、図-4.12 中には凡例に示す以外に参考として荷重段階における傾斜を灰色の点線で示す。

傾斜は、Step2 の 1000kN まではいずれの計測位置でも概ね同じ値を示しているが、鉄筋降伏後にウェブ側面および下フランジに設置した傾斜が徐々に大きくなる傾向が見られる。傾斜は 1deg が測定限界のため、2500kN 時点までの傾斜を示しているが、その傾向としては、地覆部の傾斜よりウェブ側面と下フランジの傾斜の増加が比較的顕著である。また、図-4.13 の荷重-傾斜角関係より、Step3 の鉄筋降伏時までには、いずれの計測位置においても傾斜勾配に変化が生じていないことから、ねじりの影響による剛性の低下はなかったものと考えられる。Step4 では、傾斜勾配に変化が生じていることから、この時点でねじれに対する主桁の抵抗が部分的に消失していたものと考えられる。ただし、図-4.8 のひび割れ性状より、ねじりの影響と見られるひび割れの多くは両支点から 1~2 スパンの間で生じているため、支間中央部ではねじれに対する剛性を有していた可能性が考えられる。

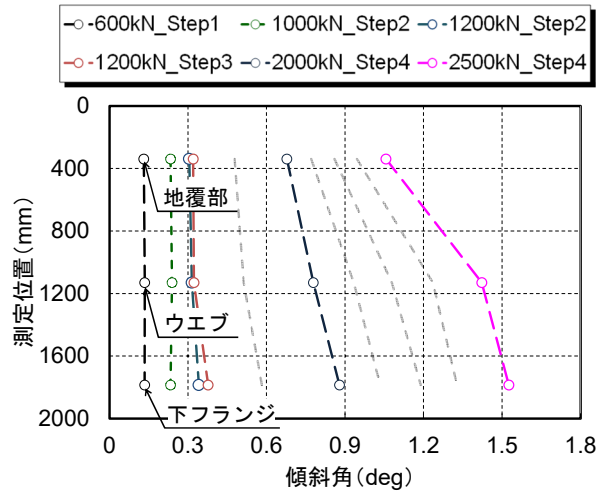


図-4.12 載荷桁の傾斜角

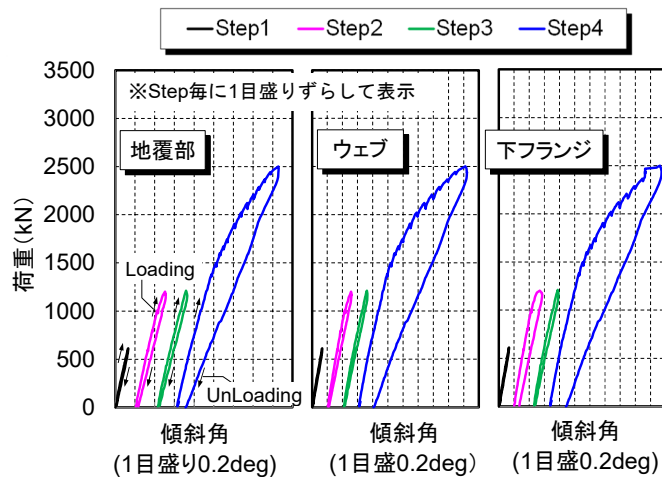


図-4.13 載荷桁の傾荷重-傾斜角関係

(5) 鉛直変位の橋軸方向分布

図-4.14 に、各桁の鉛直変位の橋軸方向分布を示す。変位分布は、載荷桁および G4 の両支点での鉛直変位を差し引いた主桁の相対変位として示す。なお、G2 桁および G3 桁の支点変位は、載荷桁および G4 での計測値を内挿して算出した。

載荷桁は、載荷の初期段階から載荷点直下の位置を中心に変位量が増大しており、荷重の増加に伴いそれがより顕著になっている。これは、後述による解析結果を踏まえると曲げ変形に加え、せん断変形が生じているものと推察される。また、載荷桁の反対側に位置する G4 桁は、推定耐力までは G2 桁および G3 桁と概ね同様な変位性状であるが、それを過ぎてから支間中央部では載荷方向と逆向きに変位が生じている。この間、G4 桁の両支点の鉛直変位の計測によると、変位量として極わずかであるが 0.1mm 程度の浮き上がりが生じていた。このことは、載荷桁には鉛直変位のほかに、橋軸直角方向の面外変位（以下、水平変位）が生じていたことが考えられ、その水平変位や前述の主桁のねじりの影響に対して、荷重分配が機能している段階においては、浮き上がりが抑制されていたが、推定耐力以降では、それが限定的になり G4 桁に浮き上がりが生じたものと考えられる。

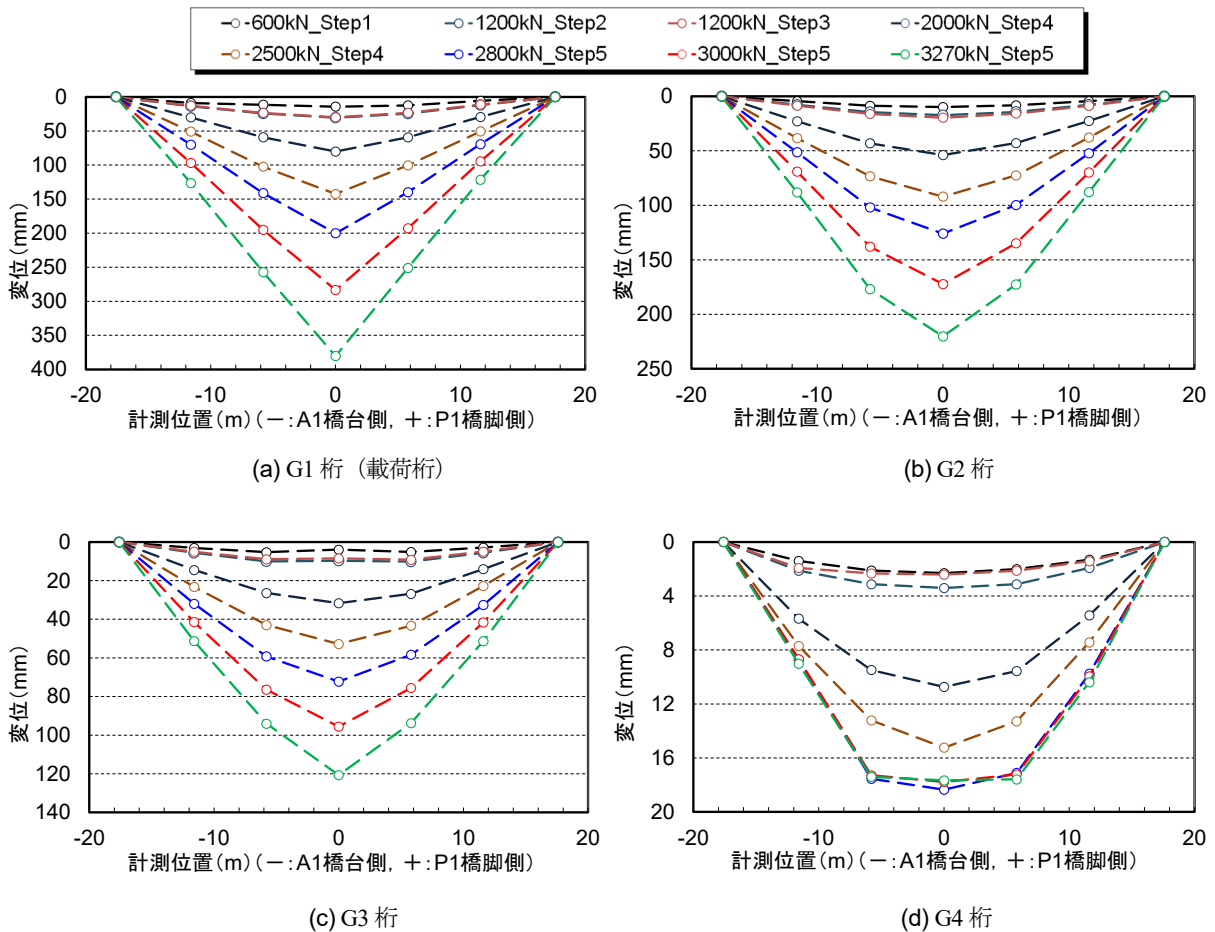


図-4.14 各主桁の鉛直変位の橋軸方向分布

(5) 鉛直変位の橋軸直角方向分布

図-4.15 に、各桁の支間中央における鉛直変位の橋軸直角方向分布を示す。G2～G4 桁は、2000kN までは概ね直線的な変位性状を示しているが、推定耐力以降は載荷桁の変位が他の桁よりもやや顕著になっている。これは、前述から考察している通り、この段階から載荷点直下の G1-G2 桁間の間詰め部の目開きが生じはじめていたことが考えられる。

また、図-4.16 に実測変位に対する線形格子モデルによる計算値との比率を示す。なお、ここでの計算値は弾性理論のため、各主桁の塑性後の荷重の再分配による影響は考慮できていないが相対的な評価はできるものとして考えた。図-4.16 より、載荷桁は鉄筋降伏時においても実測値は計算値に対して半分程度の値であった。既往の研究^{4.10)}における上部構造の載荷試験でも実測値が計算値より剛な挙動を示したとしており、その要因は不明であったとされているが、その理由として、梁モデルによる格子計算では荷重伝達が横桁を介してのみ行われることに対し、実橋では横桁だけでなく床版間詰部（以下、間詰部）を介して各主桁に分配効果が生じることに加え、高欄や地覆部などの影響により、計算値より剛な挙動を示したものと考えられる。このことは、コンクリート橋によらず上部構造全体を格子構造で評価することが共通である鋼橋の事例においても同様のことが指摘されている^{4.16), 4.26)}。村越ら^{4.16)}の検討では、主桁の梁要素に床版の合成効果をシェル要素により見込むことで、実挙動に近い挙動を再現できることを確認している。

一方、G2 および G3 桁は推定耐力の時点では可逆性が失われていないが、実測値は計算値と概ね同程度であり、計算値より剛な挙動を示していない。これは、載荷桁の塑性化にとまない G2 および G3 桁に荷重が再分配された影響によるものと考えられる。

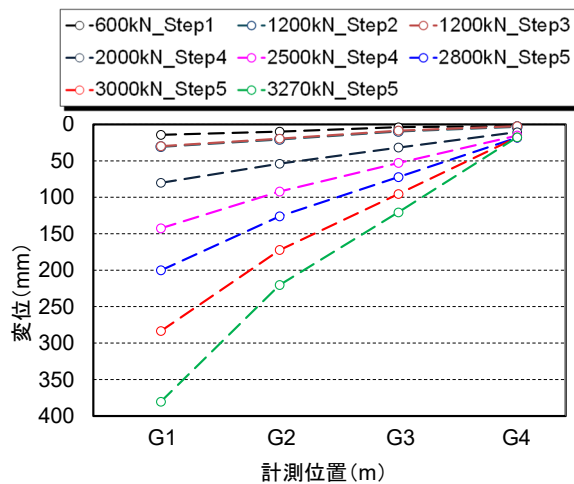


図-4.15 各主桁の支間中央における鉛直変位の橋軸直角方向分布

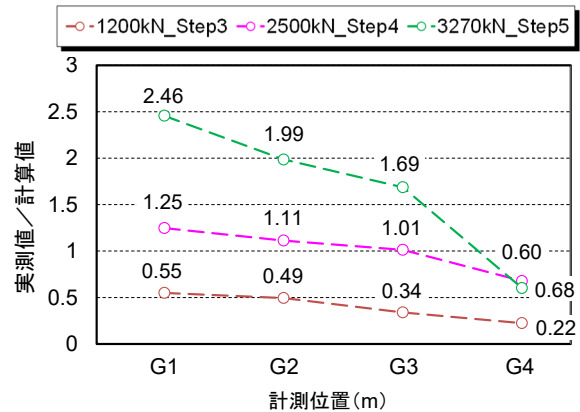


図-4.16 各主桁の支間中央における鉛直変位の橋軸直角方向分布と線形骨組みモデルによる計算値との比率

4.6 実験結果の考察

4.6.1 当時の設計思想からみた上部構造の耐荷力

本試験において実測された上部構造全体としての最大耐力は、既往の研究^{4.14)}においても報告されているとおり、従来の設計計算で算出した最大耐力よりも高い耐力が得られた。そこで、当時の設計思想から考えられる理由について以下整理した。

図-4.17に、設計基準から算定される載荷桁の設計断面力推定値を示す。載荷桁であるG1桁に対して、活荷重をTL-20として現在の設計手法により復元設計を行った結果、当初設計では設計曲げモーメントがS53道路橋示方書^{4.27)}の復元設計に対して、設計荷重時で1.1倍、終局荷重作用時で1.4倍となる設計がなされていた。また、それらはH24年道路橋示方書^{4.28)}によるB活荷重にも耐えるものであると推定される。この結果から、当時は設計基準が十分に整備されておらず、かつ電算もない時代であったため、安全側の思想により設計されていたものと推定される。

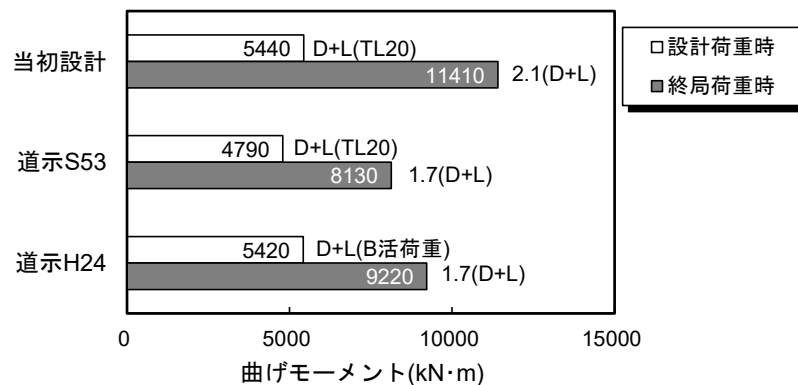


図-4.17 設計基準から算定されるG1主桁（載荷桁）の設計断面力推定値

現在の設計に比べ安全側に設計されていると考えられる部分は、以下の理由が考えられる。

(1) 主桁の荷重分配を小さく見積もる手法であったこと

当時の設計においては、格子構造の理論により各主桁の断面力を算出することは計算が煩雑になるとの理由により、十分安全側と考えられる係数を乗じて主桁の断面力として評価することが標準的であった^{4.27)}。

(2) 終局荷重作用時の荷重の組み合わせが $2.1(D+L)$ （死荷重+活荷重）で設定されていたこと

従来の設計では、終局荷重作用時の荷重の組み合わせについて、 $1.7(D+L)$ を用いることが標準的であるが、理由は明確でないが当時の設計では $2.1(D+L)$ で設計されていた。

(3) フルプレストレスで設計されていたこと

現行設計では、設計荷重時に対するコンクリート縁応力が許容引張応力を超えないように制御するパーシャルプレストレスによる設計に対し、当時の設計では引張応力を許容しないフルプレストレスで設計されている。そのため、設計荷重時の断面力が大きく設定されている。

4.6.2 上部構造の破壊過程の考察

本試験において実測された上部構造全体としての最大耐力は、既往の研究 8)においても報告されているとおり、従来の設計計算で算出した最大耐力よりも高い耐力が得られた。このように、従来の設計に比べ安全側に設計されていたのは、主桁断面力を算出する段階で荷重分配を小さく見積もる手法であったことなどが理由として考えられる。

次に、載荷桁単体の挙動について考察する。主桁の推定耐力に達した時点では、地覆コンクリートにひび割れが生じはじめていたことから、載荷桁単体としては破壊が進行していたと考えられるものの、その除荷後では載荷桁の残留変位は 16mm 程度に留まっており、上部構造としては高い復元性を維持していた。この時 G2 桁は 6mm 程度、G3～G4 桁は残留変位が生じていないため、プレストレスが十分に残存している状態であったことが復元性の要因と考えられる。なお、前述の載荷桁の傾斜角の測定によれば、推定耐力に達した時には、傾斜勾配に変化が生じていたことから、この時点ではねじり剛性が低下していたと考えられる。また、載荷荷重が推定耐力に達した時、荷重の低下は見られなかったものの地覆コンクリートにひび割れが生じていたことから、推定耐力までは上部構造として荷重分配が維持され、部材断面力に基づく評価と一致していたが、それ以降はねじり剛性の低下や G1-G2 桁間の間詰部の分離によって載荷桁に変位が集中し、最大耐力時には荷重分配の効果が限定的になっていたものと考えられる。

一方、載荷桁である外桁単体で見れば、せん断破壊が生じていたと考えられる状況下においても、耐力が急激に低下することはなかった。新設設計においては、通常、部材に生じるせん断力がせん断耐力に達した場合には破壊とみなしている。これは、上部構造において、部材の境界条件が不確定な場合、せん断ひび割れを跨ぐスターラップが降伏に達すると、変形の進展を抑制する機構が定まらず、安全側に破壊とみなしているためである。しかし、上部構造として実際に組み込まれた桁がせん断耐力に達した場合でも、上部構造としては横桁や間詰部を介して荷重が再分配され、変形性能が保たれることが明らかとなった。

国外の破壊試験では、本橋と同様な PC 桁橋の事例に限定すると詳細な報告があるものは極めて少ないが、そのなかで本試験と同様な地覆部の曲げ圧壊により終局に至った事例^{4.29)}以外に、主桁がせん断破壊した事例^{4.30)}がある。主桁がせん断破壊した事例では、載荷中にプレキャスト製の桁と場所打ち床版の分離により、その境界部に位置する鉛直方向のスターラップが破断し、合成作用が失われることで桁単体での挙動となり、せん断破壊が生じ耐力が失われたと報告している。

したがって、本試験のように横桁と主桁の格点に集中荷重を載荷した場合、主桁単体でせん断破壊が進行した場合でも、スターラップの効果と他の部材との拘束効果によって、主桁の荷重支持能力が急激に失われることがなく、主桁間での分配効果が失われないものと推察される。以上の点を考慮したモデル構築が必要となる。

4.7 本章の結論

本研究では、実在のPC橋を対象として、終局付近での主桁の挙動・破壊性状の確認をできるよう、上部構造の破壊までの静的載荷試験を行った。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) 載荷試験の結果、推定耐力に達した時点では、地覆コンクリートにひび割れにひび割れが生じはじめていたことから、載荷桁単体としては破壊が進行していたと考えられるものの、その除荷後では載荷桁の残留変位は16mm程度に留まっており、上部構造としては高い復元性を維持することが明らかになった。このとき載荷桁以外の主桁（G2～G4桁）は、試験終了後においてもほぼ残留変位が生じておらず、プレストレスが十分に残存している状態であったことが載荷桁が復元性を維持していた要因と考えられる。
- (2) 載荷荷重が推定耐力に達した時、荷重の低下は見られなかったものの地覆コンクリートにひび割れが生じていたことから、推定耐力までは上部構造として荷重分配が維持され、部材断面力に基づく評価と一致していたが、それ以降はねじり剛性の低下やG1-G2桁間の間詰部の分離によって載荷桁に変位が集中し、最大耐力時には荷重分配の効果が限定的になっていたものと考えられる。しかし、上部構造として実際に組み込まれた桁がせん断耐力に達した場合でも、上部構造としては横桁や間詰部を介して荷重が再分配され、変形性能が保たれることが明らかとなった。
- (3) 本試験において実測された上部構造全体としての最大耐力は、従来の設計計算で算出した最大耐力よりも高い耐力が得られた。このように、従来の設計に比べ安全側に設計されていたのは、当時の設計思想の整理から、終局荷重作用時の荷重の組み合わせに関して $1.7(D + L)$ を用いることが標準的であったが、 $2.1(D + L)$ で設計されていたこと、主桁断面力を算出する段階で荷重分配を小さく見積もる手法であったことなどが理由として考えられる。

【参考文献（第4章）】

- 4.1) 国土交通省 道路局：橋梁定期点検要領（案），2019.3.
- 4.2) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編，2017.3.
- 4.3) （社）土木学会：材料劣化が生じるコンクリート構造物の構造性能，維持管理優先度研究小委員会，2006.8.
- 4.4) （社）土木学会：続・材料劣化が生じるコンクリート構造物の構造性能，維持管理優先度研究小委員会，2009.5.
- 4.5) 青木圭一：プレスト コンクリート橋における PC 鋼材破断とその調査および性能評価に関する研究，埼玉大学学位論文，2016.3.
- 4.6) 武田健太，田中泰司，下村匠，山口貴幸，陸賢，井林康，村上祐貴：塩害劣化したプレテンション式 PC 桁の載荷試験と解析による耐力評価手法の検討，土木学会論文集 E2, Vol.71, No.4, pp.302-322, 2015.10.
- 4.7) 蒲和也，増井隆，秋元泰輔：44 年供用した PC 桁の載荷試験報告（その 2），第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.239-242, 2014.10.
- 4.8) 縦山好幸，宮川豊章，野村勝義，杢本正信：局所的損傷を有する PC 箱桁橋の健全度評価と考察，コンクリート工学論文集，第 12 巻 3 号，pp.39-50, 2001.9.
- 4.9) 安井幸市朗，道久英一，塚田祥久，井川理智：架設後 47 年を経過した PC 橋の健全性評価，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，V-357, pp.713-714, 2010.9.
- 4.10) 鈴木基行，岩城一郎，上原子晶久，内藤英樹，久田真，鶴田浩章，佐々木暢智，千葉陽子：著しい塩害を受けた PC 橋の静的載荷試験，土木学会論文集 E, Vol.66, No.3, pp.231-244, 2010.7.
- 4.11) 出水享，松田浩，高橋洋一，伊藤幸広，甲斐靖志：48 年供用されたポストテンション PCT 桁橋の実橋載荷試験と現有作用応力測定，土木構造・材料論文集，第 27 号，2010.12.
- 4.12) 武田健太，田中泰司，伊藤裕章，大谷拓矢，登石清隆，樋口徳男：鋼材の腐食劣化が進行した PC 連続箱桁橋の構造性能評価－妙高大橋の事例－，構造工学論文集，Vol.66A, pp.712-724, 2020.3.
- 4.13) 増渕孝二，後藤祐司：中央自動車道前原 OVB.載荷試験報告，日本道路公団試験所技術情報，No.62, pp.56-62, 1982.4.
- 4.14) Niklas, B., Cosmin, P. and Lennart, E.: Failure tests on concrete bridges : Have we learnt the lesson?, Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 14, No. 3, pp.292-319, 2018.
- 4.15) 上原子晶久，岩城一郎，鈴木基行：著しい塩害を受けて劣化した道路橋 PC 上部工の鋼材腐食を考慮した構造解析，土木学会論文集 E2, Vol.67, No.3, pp.333-350, 2011.
- 4.16) 村越潤，高橋実，吉岡勉：鋼桁橋の設計への FEM 解析の適用に関する研究，土木研究所資料第 4047 号，2007.4.
- 4.17) （公社）土木学会：コンクリート技術シリーズ 128，既設コンクリート構造物の構造性能評価研究小委員会（第 2 期）報告書，2021.11.
- 4.18) （社）日本道路協会：鋼道路橋設計示方書・鋼道路橋製作示方書解説，1956.5.
- 4.19) 株式会社フォーラムエイト：任意形格子桁の計算 Ver.4, 2003.2.
- 4.20) （社）土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針，1955.4.
- 4.21) 独立行政法人土木研究所：既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果－1999 年調査結果－，

- 土木研究所資料第 3854 号, 2002.3.
- 4.22) 二井谷教治, 渡瀬博, 阪田憲次, 綾野克紀: コンクリート部材の有効応力の計測手法に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 20 巻 2 号, pp.27-37, 2009.5.
- 4.23) (社) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】, 2008.3
- 4.24) (公社) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 2012.5.
- 4.25) 近藤洋佑, 林巖, 大島義信, 金哲佑: 現地載荷試験に基づく PC 橋の橋梁性能および振動モニタリング, 土木学会論文集 A2, Vol.75, No.2, I_51-I_62, 2019.10.
- 4.26) 工藤一彦, 河原木英貴, 中野正則, 安波博道, 中島和俊: 腐食損傷を受けた開運橋の構造安全性に関する調査検討, 土木技術資料, 2010.7.
- 4.27) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 1978.1.
- 4.28) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2012.3.
- 4.29) Oh, B. H., Kim, K. S. and Lew, Y.: Ultimate load behavior of posttensioned prestressed concrete girder bridge through in-place failure test. ACI Structural Journal, Vol.99, pp.172-180, 2002.
- 4.30) Burdette, E. G. and Goodpasture, D.W.: Test to failure of a prestressed concrete bridge. PCI Journal, Vol.19, pp.92-103, 1974.

第5章 PC 桁橋上部構造評価のための簡易解析手法を用いた耐荷力評価モデルの構築

5.1 概説

実橋 PC 桁橋の上部構造全体を対象として破壊試験を行った結果、主桁部材のせん断破壊が生じていたと考えられる状況下においても、耐力が急激に低下することはなく、上部構造としては横桁や間詰部を介して荷重が再分配され、変形性能が保たれることが明らかとなった。

そこで、実橋での破壊試験結果を活用し、耐荷力モデル（上部構造モデル）を構築し、実験との妥当性について検証する。ここでは、設計実務で一般に使用される骨組みモデルを基本としながら、それに部分的な拡張を行った簡易解析モデルにより、PC 桁橋の上部構造の耐荷性能を評価する手法の検討を試みる。

一般に、PC 上部構造の耐荷性能を評価する手法としては、FEM 解析が有効な手段ではあるが、設計実務においては、設計荷重（いわゆる活荷重）に対する照査手法が確立していない。すなわち、道路橋示方書（以下、道示）^{5.1)} で規定されている荷重は格子解析を前提としてモデル化された荷重であることから、FEM 解析において荷重も適切にモデル化する必要がある、例えば渋滞列を理想化した L 荷重のモデル化や T 荷重に対する影響線による計算手法が一般化されていない^{5.2), 5.3)}。さらに道路橋の部材の許容値などは、部材単位での抵抗断面を前提とした実験結果との対比で構築されてきたものであるため、FEM 解析による照査法が整備されているわけではない。そのため、新設設計で考慮されている荷重を適用できるよう従来の線形格子モデルを基本としながら、それに部分的な拡張による解析手法の構築が成されれば、設計実務の合理化が図れる可能性がある。

本検討では、骨組みモデルを基本としたモデルを構築し、破壊試験の結果に対する上部構造全体の最大耐荷力の再現性および主桁間の荷重の分配効果について検証する。

5.2 骨組みモデルによる再現検証

前述の載荷試験の結果からは、間詰部が荷重の分配効果に寄与していると考えられるものの、まずは設計実務で適用される一般の骨組みモデルにより実験の再現性を検証する。

図-4.17 に、解析モデルの概要図を示す。解析には、FEM 解析汎用ソフト DIANA (Ver10.4)^{5.4)}を用いた。解析モデルは、対象橋梁の主桁および横桁を梁要素により構築した（図-4.17(a)）。

支承については、支承交換時の設計図書がなく詳細が不明のため、ここでは元の支承の機能は消失しているものとみなし、以下の条件とした。すなわち、新しい支承はゴム支承のため、機能分離としてアンカーバーが設置され、元の支承と同じ機能を有しているものと想定し、橋軸直角方向は A1 側、P1 側いずれも固定、橋軸方向の A1 側は固定、P1 側は可動とした。一方で、鉛直方向の設定はバネ定数を用いるのが適切ではあるが、設計図書においてそれが不明である一方で、ゴム支承が劣化しており弾性機能を果たしていない可能性が高いと考え、鉛直方向の下向きは剛とした。また、鉛直方向の上向きはゴム支承のため浮き上がりに対する抵抗はないものとし自由とした。ただし、その上向きにはバネを設定

し、バネ定数は解析の不安定化の解消のため微小値とした。

また、有効幅の設定においては、主桁断面の有効幅が間詰部のコンクリートを含むため、間詰部を主桁コンクリートに弾性係数で換算して加えた。横桁については、道示²⁾に準じて設定した。なお、前述での破壊試験では部材がせん断破壊した場合でも荷重支持能力が失われない事象が確認されていることから、ここでは曲げ破壊に着目するモデルとする。

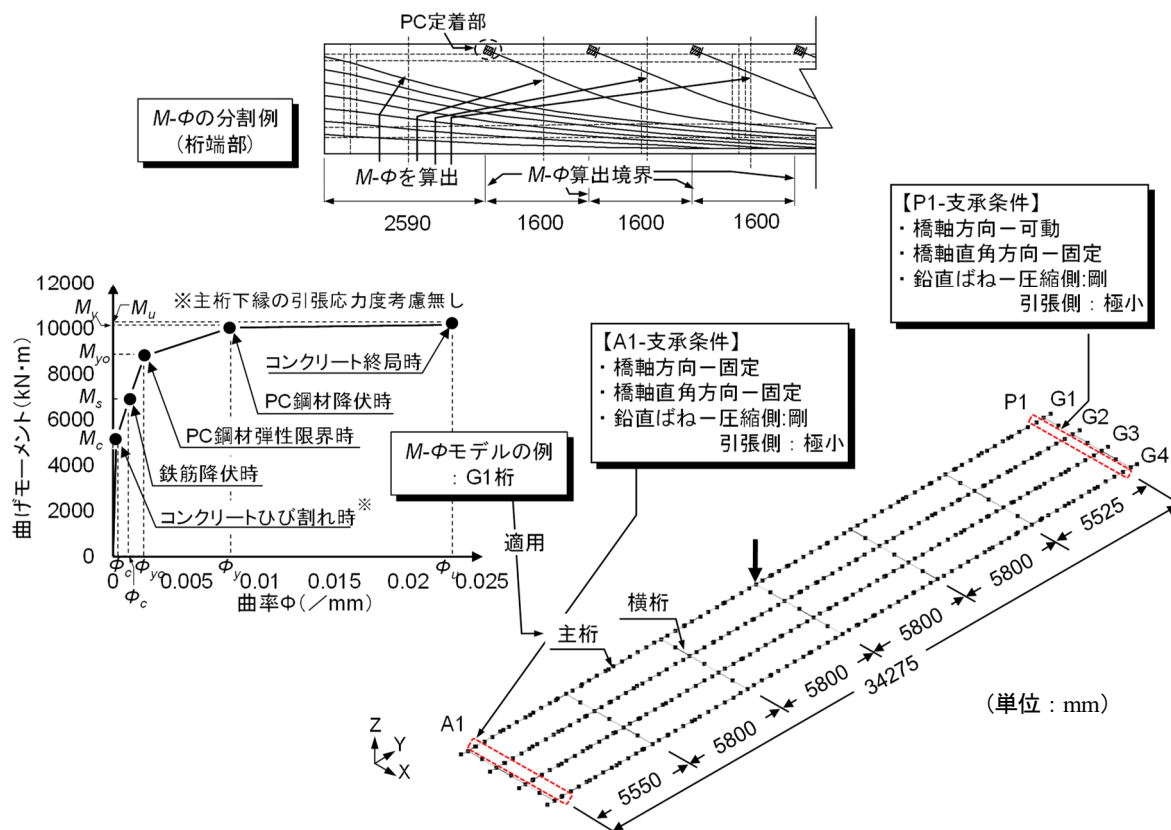


図-5.1 解析モデルの概要（骨組みモデル）

5.2.1 解析手法

図-5.1 中の骨組みモデルの主桁の梁要素には、簡易解析手法として道示 V 編^{5.5)}にて採用されている曲げモーメントと曲率の関係（以下、 $M - \phi$ モデル）を与えた。上部構造の設計では、前述のように線形応答モデルが基本となるため、非線形応答モデルが準備されているわけではない。そのため、耐震設計にて標準的な手法として実装されている $M - \phi$ 手法を用いた。ここで、 $M - \phi$ モデルは、軸力一定のもとで後述の材料構成則を設定し、 $M - \phi$ をあらかじめ求めておき、曲げ変形を出力する手法である。

実験では、载荷桁単体でみればせん断変形が生じているものが考えられるが、上部構造全体としては前述のとおり曲げによる挙動が支配的であったと考えられることから、本手法においても再現が可能であると考えた。

主桁は非線形の梁要素として複数に分割し、分割範囲毎に $M - \phi$ を設定した。なお、 $M - \phi$ は各分割範囲の中心の断面を用いて算出した。その分割条件は、ケーブルの上縁定着部を境界線とし、断面変化

がない支間中央部は、他の箇所と同程度の長さになるように設定した。横桁は、実験において間詰部の目開きやずれが生じていたが、主桁のように塑性化に至るような挙動にならないことを想定し、弾性梁部材として設定した。

主桁のねじり剛性は、実験結果より主鉄筋の降伏以降に低下する傾向にあるため、非線形の特徴を与えるのが適切であるが、既往の研究においても適切な手法がない。そのため、実験の再現検証を行う上では、少なくとも支間中央部ではねじり剛性が低下していないものと考えられることから、ねじり剛性を線形として設定した。また、事前調査において有効プレストレスの低下が確認されたため、ここではケーブルが腐食により断面が減少しているものと仮定し、表-4.6の結果より有効プレストレスの減少分をケーブルの断面積に換算して、各桁それぞれについて全域にわたって一律に断面積を低減させた。

断面積の低減は、プレストレスの低下が生じている位置に対して考慮するのが適切であるが、本調査においてそれが不明であるため、ここでは桁全長において一様にプレストレスが低下しているものと仮定した。解析では、除荷後の残留変位の観察が目的ではないため、実験のような繰り返しによる荷重は行っていない。

5.2.2 材料構成測

表-5.1 に、解析モデルに適用した材料構成則の一覧を示す。コンクリート圧縮側の非線形特性に関して、主桁には道示⁵⁴⁾による構成則を適用し、終局時の判定は主桁上縁のコンクリートのひずみが 3500μ に達した時点とした。

鉄筋およびケーブルの応力-ひずみ曲線は、道示⁵⁴⁾に準拠し、鉄筋はバイリニア型、ケーブルはトリリニア型のモデルを用いた。なお、後述の5.3の検討においても同様な材料構成則を適用した。

表-5.1 解析モデルに適用した材料構成則一覧

| 解析モデル | | コンクリート | | | 鋼材 |
|--------|----|--------|----|-------|----|
| | | 圧縮 | 引張 | せん断伝達 | |
| 骨組みモデル | 主桁 | ● | ○ | - | ● |
| | 横桁 | ○ | ○ | - | - |

凡例) ●：非線形（道示）

◎：非線形（コンクリート標準示方書⁵⁶⁾（以下、コン示）

○：線形 -：使用なし

5.2.2 解析結果

図-5.2 に、解析結果における各主桁の支間中央の荷重-変位関係を実験結果との比較により示す。なお、解析結果は載荷桁が終局に達した状態までの変位を示しており、実験結果は徐荷分を除いた結果を示している。後述における実験結果も同様である。

解析結果は、G1～G3桁の実験結果に対して、荷重勾配が明らかに小さく、最大荷重(P_{max})は7割程度にとどまっている。ただし、G4桁については載荷初期からマイナスの変位を示しており、浮き上がりの兆候が見られる。この点のみに着目すれば、実験結果に概ね似た傾向である。これは、骨組みモデルでは主桁間の荷重分配による効果が小さいため、実験でのねじり抵抗の低下や面外変位にもなる荷重分配の低下の影響が間接的に表現されているものと推察される。また、図-5.3 に示す載荷桁の変位分布につ

いては、支間中央の変位からも明らかであるが、実験値と大きく乖離している。さらに、図-5.4 に示す支間中央部における傾斜角は、実験よりも大きな傾斜を示している。すなわち、解析結果では載荷桁のねじりに対する抵抗が小さいため、実験結果より大きくねじり変形が生じていることが判断される。

以上の結果から、骨組みモデルの解析結果は実験よりも最大荷重や荷重分配が極端に小さく評価される傾向にあることがわかった。

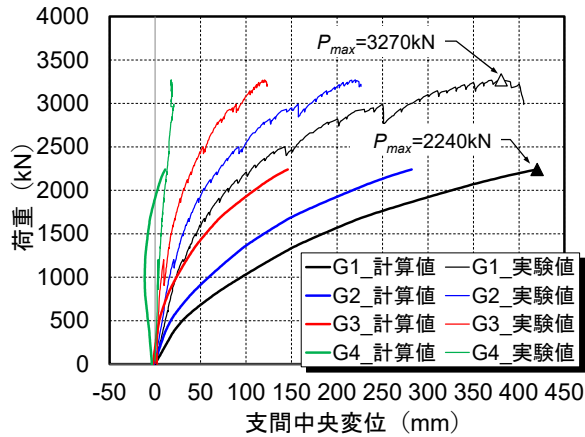


図-5.2 各主桁の支間中央における荷重-変位関係

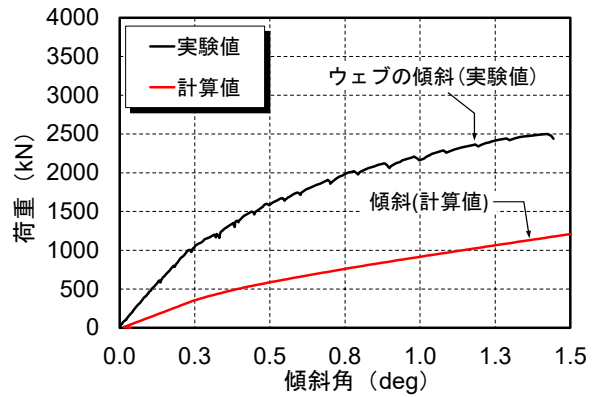


図-5.4 載荷桁の傾斜角

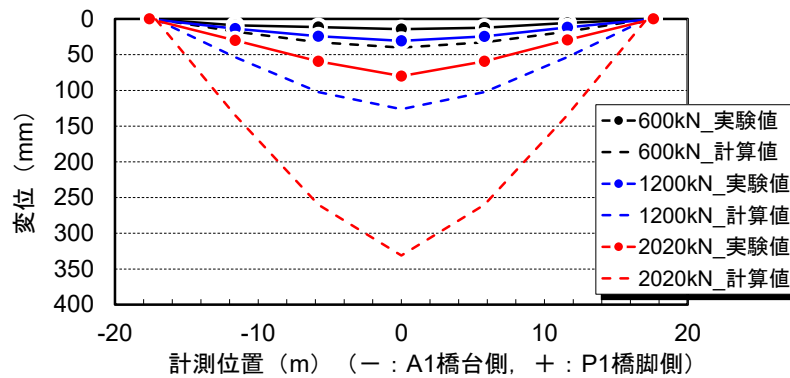


図-5.3 載荷桁の鉛直変位の橋軸方向分布

5.3 主桁のねじり剛性を拡張した骨組みモデルによる実験の再現検証

前述の解析結果では、解析値が実験に対し変形性能を大きく見積もる傾向にあること、また載荷桁の傾斜については、ねじりに対する抵抗が小さいため、実験よりも大きく評価する傾向が見られた。すなわち、通常の骨組みモデルでは実験よりも荷重分配の影響を小さく見積もる傾向にあることがいえる。

荷重分配の改善方法の一つとしては、主桁のねじり剛性を向上させることが考えられる。ねじり剛性の設定に関しては、主桁または横桁部において、それぞれねじり剛性を設定しているが、本来、主桁と横桁は一体となっていることから、主桁のねじり剛性は主桁だけでなく、横桁を含んだ形状であるため、

少なくとも主桁単体以上のねじり剛性を有しているものと想定される。

そこで、主桁のねじり剛性に関して、横桁の影響を含んだ形状での主桁のねじり剛性を拡張した骨組みモデルにより実験の再現性について検証する。

5.3.1 主桁のねじり剛性の拡張

桁のねじり剛性は、一般にサンブナン理論によって下記式により決定される。ねじり剛性は、**図-5.5(a)**のとおり、主桁または横桁それぞれで設定される。しかし、本実橋のようなT型形式の橋梁においては、場所打ちにより主桁と横桁が一体化されており、実際には、主桁単体のねじり剛性以上のねじり剛性を有しているものと想定される。

そこで、本検討では**図-5.5(b)**のとおり、横桁部における主桁のねじり剛性の設定の際に、横桁の形状を見込むことで、主桁のねじり剛性を拡張する。また、標準部においては主桁単体のねじり剛性を設定するが、標準部と横桁間においても主桁のねじり抵抗が波及するものと考えられることから、ここでは簡易に標準部と横桁間には横桁部の主桁のねじり剛性を主桁の軸方向長さで除してねじり剛性を設定した。すなわち、主桁のねじり剛性は、標準部から横桁部に近づくほど増加する考え方を適用した(**図-5.6**)。

$$J_{(l,t)} = \Sigma \beta \cdot a \cdot b^3 \cdot G_{(l,t)} \quad (5.1)$$

ただし、

G_l : 主桁のせん断係数($E_l/2.3$) (kN/m²)

G_t : 横桁のせん断係数($E_t/2.3$) (kN/m²)

$$\beta = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \cdot \frac{b}{a} \cdot \left(\tanh \frac{\pi a}{2b} + \frac{1}{3^5} \cdot \tanh \frac{3\pi a}{2b} + \frac{1}{3^5} + \frac{1}{5^5} \cdot \tanh \frac{5\pi a}{2b} \dots \right)$$

ここで、 β : a/b の比による値 ($a > b$)

a : 分割した個々の矩形断面の長辺の長さ (m)

b : 分割した個々の矩形断面の短辺の長さ (m)

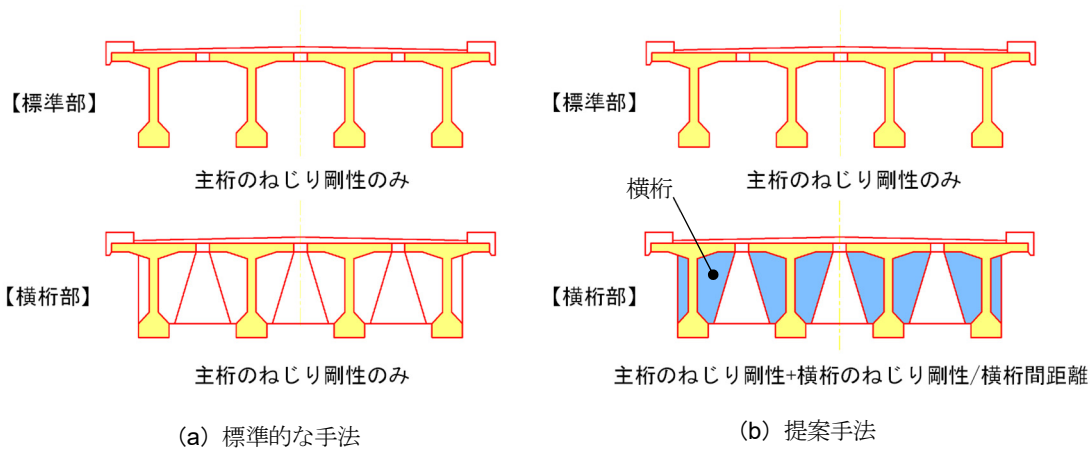


図-5.5 ねじり剛性の設定

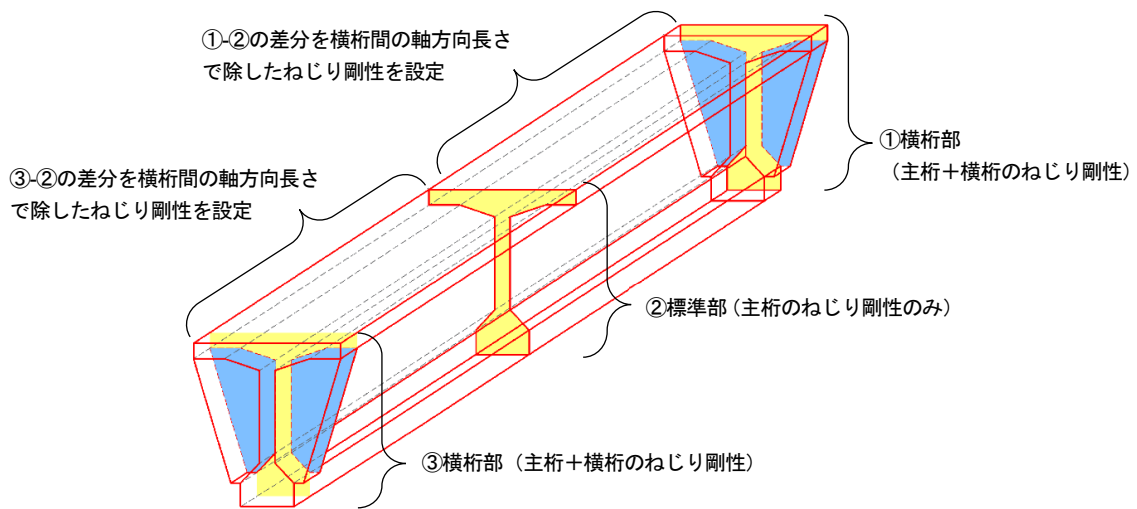


図-5.6 主桁のねじりの設定

5.3.2 解析手法

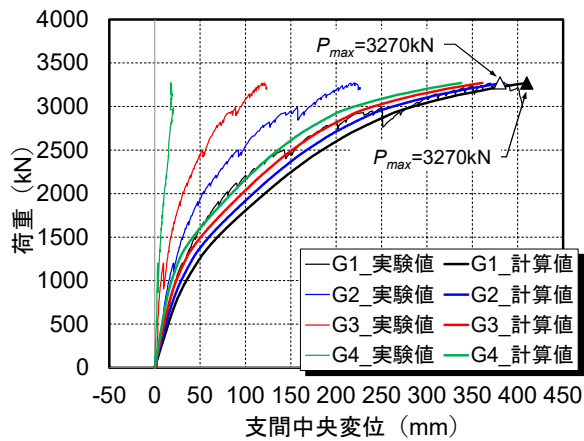
解析手法は、前述の 5.2.1 と同様な手法および設定とした。また、材料構成測についても同様な設定とした。

5.3.3 解析結果

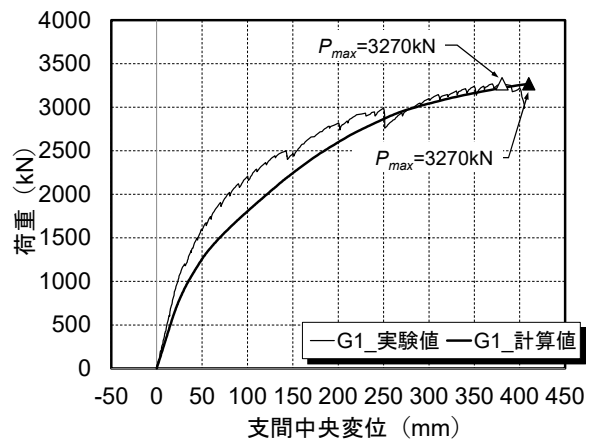
図-5.7(a), (b)に、解析結果における主桁の支間中央の荷重-変位関係をそれぞれ実験結果との比較により示す。図-5.7(a)より、まず載荷桁に着目すると、解析結果は実験の最大荷重(P_{max})と一致しており、挙動についても概ね一致している。また、図-5.8 に示す載荷桁の変位分布については、解析結果がやや実験より大きく表現されているが概ね似た傾向である。

一方、図-5.7(b)より、載荷桁以外の桁の挙動については、解析結果は実験結果と大きく乖離しており、載荷桁に追従するような挙動を示している。これは、解析結果は通常の骨組み解析よりむしろ荷重の分配効果が大きく表現されているものと考えられる。このことは、図-5.9 に示す傾斜角の結果から、解析結果は実験より傾斜の増加割合が極端に小さいことから、主桁のねじりに対する剛性が実験結果より大きく表現されていることから判断できる。

以上から、主桁のねじり剛性を拡張することにより、載荷桁の挙動は概ね再現できたものの、載荷桁以外の主桁の挙動については再現性が十分でないことがわかった。



(a) 各主桁の支間中央における荷重-変位関係



(b) 載荷桁の支間中央における荷重-変位関係

図-5.7 主桁の支間中央における荷重-変位関係

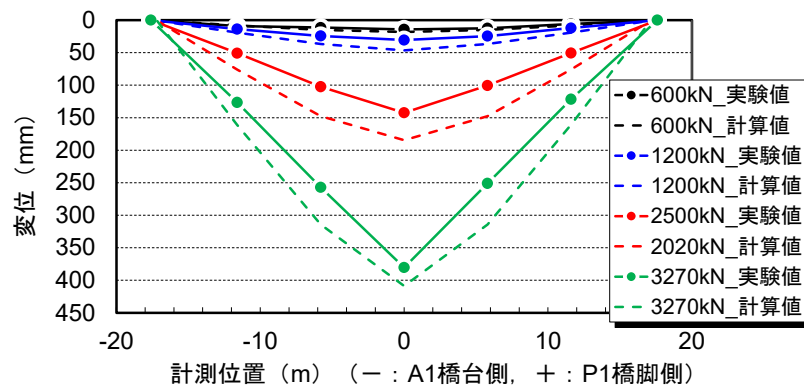


図-5.9 載荷桁の鉛直変位の橋軸方向分布

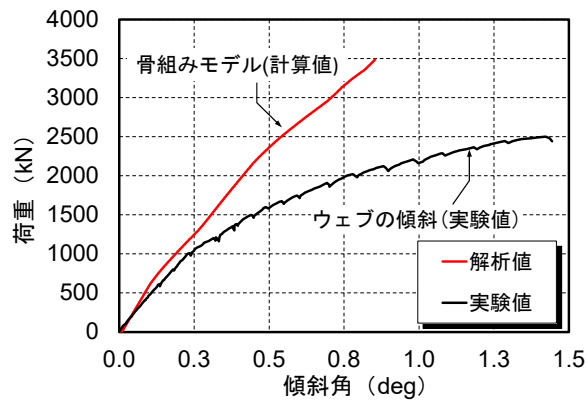


図-5.10 載荷桁の傾斜角

5.4 荷重分配効果の改善を目的とした骨組みモデルによる実験の再現検証

前述での検討結果から、主桁のねじり剛性を拡張した場合において、載荷桁単体では最大耐力は一致し、挙動についても実験結果に概ね近い結果が得られたが、載荷桁以外の主桁の挙動については実験結果と大きく乖離する課題が残された。

このことは、前述の破壊試験において確認されたように、推定耐力までは上部構造として荷重分配が維持されていたが、それ以降はねじり剛性の低下やの間詰部のずれ（写真-5.1）によって載荷桁に変位が集中し、最大耐力時には荷重分配の効果が限定的になっていたものと考えられる。

そのような影響を考慮するために、厳密には横桁位置における間詰部の目開きやずれを直接的にモデル化することが望ましいが、ここでは横桁と間詰部を一体とした梁要素で表現しているため、横桁に非線形の梁要素を設定することによりその影響を間接的に表現することを試みた。ここでいう間接的とは、間詰部の目開きやずれによる現象に対して、横桁の曲げ剛性を低下させることでそれを再現しようとするものである。

すなわち、G2～G4 桁の鉛直変位の乖離の要因は、横桁を介した荷重分配の条件が実橋載荷実験と異なっている点に着目し、横桁のモデル化を見直した。

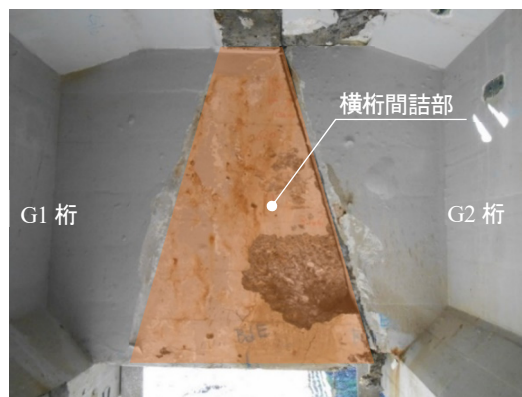


写真-5.1 G1 桁-G2 桁間の横桁間詰部のずれ (写真-4.17 再掲)

5.4.1 解析手法

解析手法は、前述の 5.2.1 と同様な手法および設定とした。また、主桁と同様に横桁についても、非線形の $M - \theta$ を適用した。その設定に伴い、解析の不安定化の解消のために、横桁の節点の分割数を当初の 2 分割から 6 分割に変更した。なお、主桁のねじり剛性は、5.3.1 と同様に、横桁の影響を含んだ形状で設定した。また、載荷中における間詰部のずれについては、目視上は支間中央部のみであったため、支間中央部のみ横桁の非線形を設定するのが適切ではあるが、支間中央以外の間詰部についても目視では確認できないほどのずれが生じていたことも否定できないことから、支間中央以外の横桁についても非線形の梁要素を設定した。

表-5.1 に、解析モデルに適用した材料構成則の一覧を示す。コンクリート圧縮側の非線形特性に関して、前述までの主桁にくわえ、横桁にも道示^{5.1)}による構成則を適用した。終局時の判定は主桁の上縁のコンクリートのひずみが 3500μ に達した時点とした。それ以外の設定については 5.2.1 と同様である。

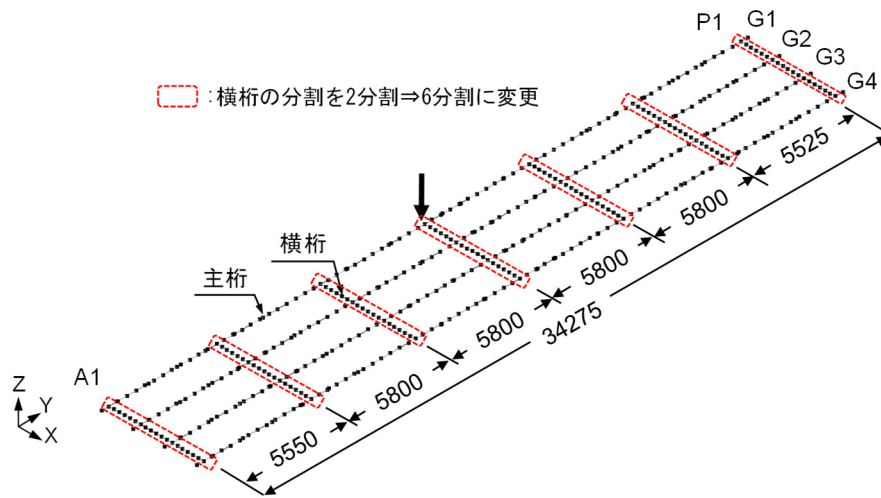


図-5.11 載荷桁の支間中央における傾斜角

表-5.2 解析モデルに適用した材料構成則一覧

| 解析モデル | | コンクリート | | | 鋼材 |
|--------|----|--------|----|-------|----|
| | | 圧縮 | 引張 | せん断伝達 | |
| 骨組みモデル | 主桁 | ● | ○ | - | ● |
| | 横桁 | ● | ○ | - | ● |

凡例) ●: 非線形 (道示^{5.1)}) ◎: 非線形 (コン示^{5.6)})
 ○: 線形 -: 使用なし

5.4.2 解析結果

図-4.19 に、解析結果における各主桁の支間中央の荷重-変位関係をそれぞれ実験結果との比較により示す。

解析結果は、前述の解析結果よりむしろ再現性が乏しくなった。このことは、横桁に非線形を設定したことが要因と考えられる。すなわち、支間中央部に位置する横桁が主桁より先に終局に至ったことにより、上部構造全体としての荷重分配効果が失われ、載荷桁の最大耐力が前述の 5.3 の解析結果より 2 割程度小さく評価される結果になった。一方で、載荷桁以外の主桁の挙動をみると、前述の解析結果と比較して、少なからず主桁間で変位差が生じているものの、5.3 の解析結果と比較して大きな改善は見られない。

したがって、荷重分配効果の低下により各主桁間で変位差が生じるような現象に対して、横桁に非線形性を考慮するのみでは再現が困難であることがわかった。

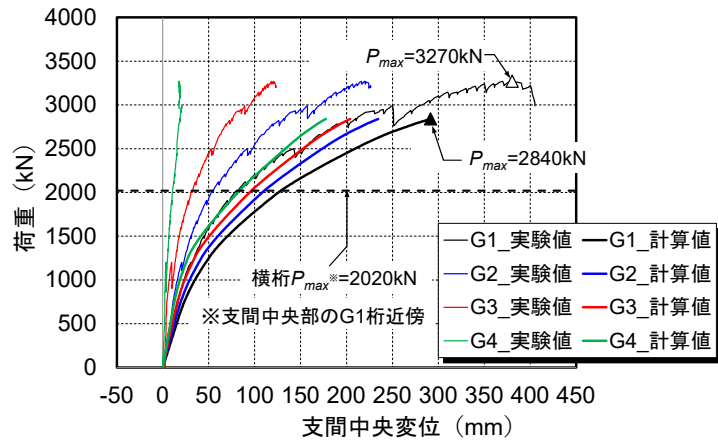


図-5.12 各主桁の支間中央における荷重-変位関係

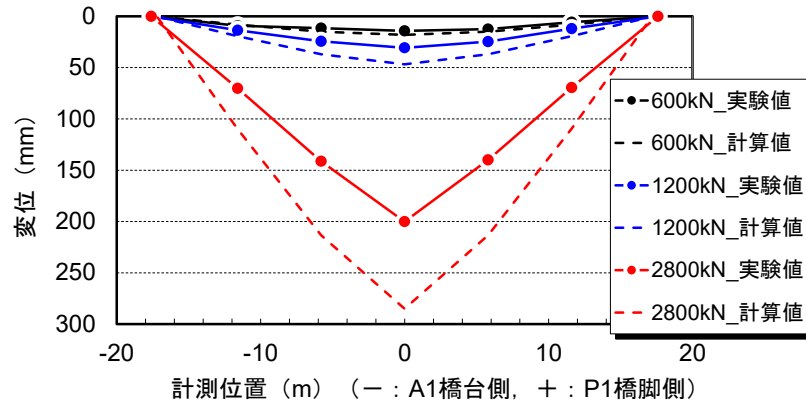


図-5.13 載荷桁の鉛直変位の橋軸方向分布

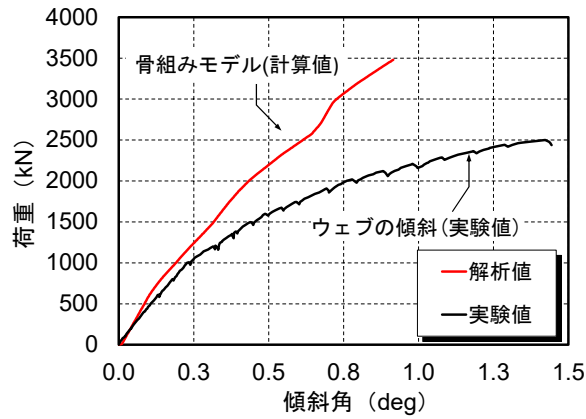


図-5.14 載荷桁の傾斜角

5.5 拡張骨組みモデルによる実験の再現検証

前述までの骨組みモデルによる検討では、実験結果の再現性が十分に得られなかった。そのため、実験にて考察したように間詰部が荷重の分配効果に寄与していると考えられるため、そのモデル化を行い、実験の再現検証をする。

5.5.1 解析方法

図-5.15 に、解析モデルの概要図を示す。解析モデルは、対象橋梁の主桁および横桁を梁要素により構築し、床版間詰部を介して主桁間の荷重分配を考慮するため、横桁のない位置において、間詰部をシェル要素によりモデル化した。

ここで、シェル要素は主桁の梁要素の中心に設定し、シェル要素と主桁の梁要素の空いた区間に剛梁の梁要素を設けて両者を連結した。また、間詰部は竣工図書より、活荷重において横締めケーブルにより下面に引張応力が発生しない軸圧縮力を初期応力として設定した。なお、間詰め部と主桁の高さ方向の図心軸のずれは、DIANA に組み込まれているオフセット機能を用いて調整した。

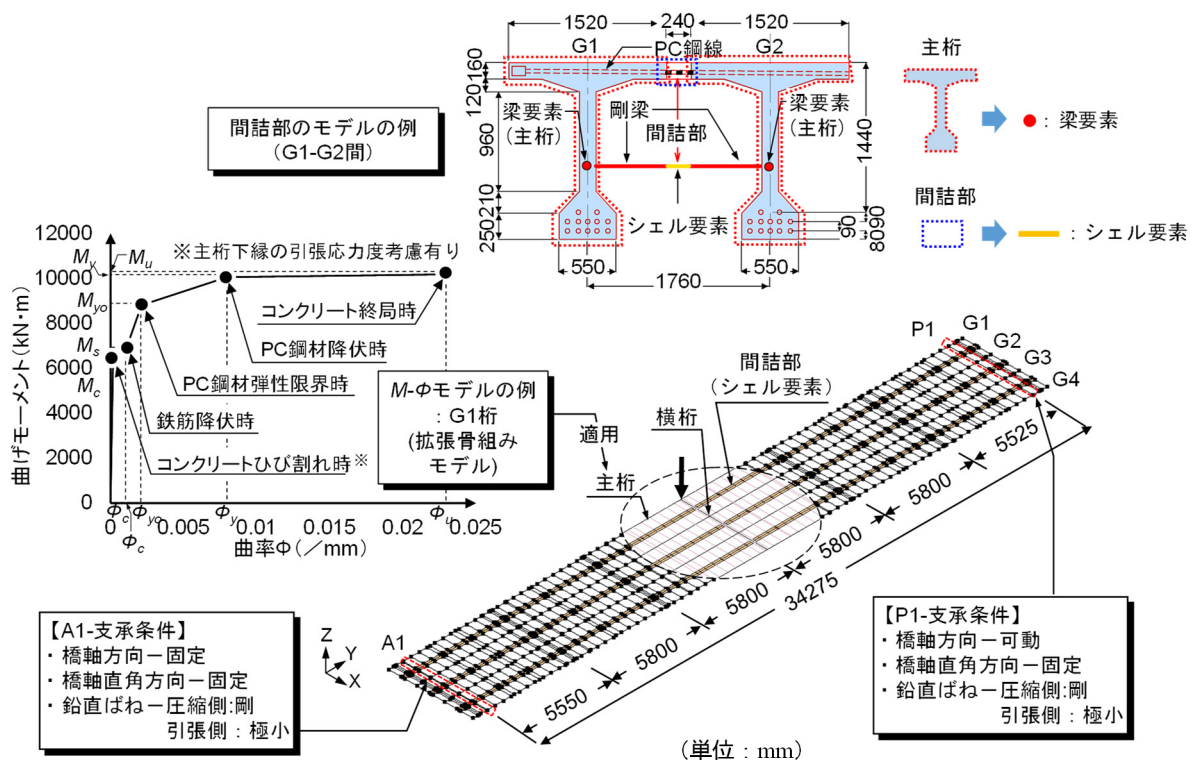


図-5.15 解析モデルの概要

表-5.3 に、解析条件を前述の解析検討の条件と比較して示す。基本は、骨組みモデルと同様であるため、以下それとは異なる点のみ解説する。主桁の有効断面において、通常的设计では見込んでいない外桁の地覆コンクリートは、既往の破壊試験^{5.7)}において耐荷力耐力の増加に貢献していたとの報告があることから、主桁の剛性に寄与すると考えモデル化した。主桁のねじり剛性は、前述の 5.2 のように拡張

はせずに標準的な方法とした。横桁については非線形梁部材を設定する場合と、前述の 5.4 の検討結果から横桁は塑性化に至るような挙動にならないことも想定されることから弾性梁部材と設定した場合の 2 種類の検討をした。また、部材特性について、通常の設計では主桁下縁の引張応力度を考慮していないが、ここでは実験の再現性を向上させるために考慮することとした。さらに間詰部については、シェル要素によりモデル化しているため、ねじり特性以外は後述の構成測により非線形を設定した。

表-5.3 各種解析モデルの条件一覧

| 解析モデル 解析条件 | | (5.2) | | (5.3) | | (5.4) | | (5.5) | | |
|---------------|----------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----|
| | | 骨組みモデル | | 骨組みモデル (ねじり剛性拡張) | | 骨組みモデル (ねじり剛性拡張+ 横桁非線形) | | 拡張骨組みモデル | | |
| モデル要素 | | 梁要素 | | 梁要素 | | 梁要素 | | 梁要素 | | シェル |
| コンクリート | 強度 (N/mm ²) | 40 | 30 | 40 | 30 | 40 | 30 | 40 | 30 | |
| | 弾性係数 (kN/mm ²) | 3.1*10 ⁴ | 2.8*10 ⁴ | 3.1*10 ⁴ | 2.8*10 ⁴ | 3.1*10 ⁴ | 2.8*10 ⁴ | 3.1*10 ⁴ | 2.8*10 ⁴ | |
| 有効断面 | | ※1 | ※2 | ※1 | ※2 | ※1 | ※2 | ※3 | ※2 | ※4 |
| ねじり剛性 | | ※5 | ※2 | ※6 | ※2 | ※6 | ※2 | ※5 | ※2 | ※4 |
| 支承条件 | 鉛直方向 | 下:固定, 上:自由 | | | | | | | | |
| | 軸方向 | A1:固定, P1:可動 | | | | | | | | |
| | 軸直角方向 | A1:固定, P1:固定 | | | | | | | | |
| 部材特性 | 曲げ | ● | ○ | ● | ○ | ● | ● | ● | ●/○ | ◎ |
| | 引張 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ◎ |
| | せん断 | | ○ | | ○ | | ○ | | ○ | ◎ |
| 損傷 | | ※7 | - | ※7 | - | ※7 | - | ※7 | - | - |

※1 主桁にくわえ、間詰部を主桁コンクリートに弾性係数で換算してくわえた。※2 横桁形状から算出した。※3 ※1 に地覆部の断面もくわえた。※4 間詰部形状から算出した。※5 主桁形状から算出した。※6 主桁形状と横桁形状から算出した。※7 有効プレストレスの減少分をケーブルの断面積に換算して、各桁それぞれについて全域にわたって一律に断面積を低減させた。

凡例) ●: 非線形 $M-\theta$ ○: 線形 ◎: 非線形 FEM -: 使用なし

5.5.2 材料構成則

表-5.3 に、解析モデルに適用した材料構成則の一覧を示す。以降に、解析モデルに適用した各材料の非線形特性の概要について述べる。

各材料の線形・非線形特性については、道示を基本としている。ただし、間詰部については、実験における目開きによる荷重分配の低下を間接的に表現するため、コンクリートの各非線形特性に軟化の影響を与えた。

また、道示^{5.1)}ではコンクリートの軟化を考慮する構成測が存在しないため、間詰部にはコン示^{5.6)}による構成則を適用した。

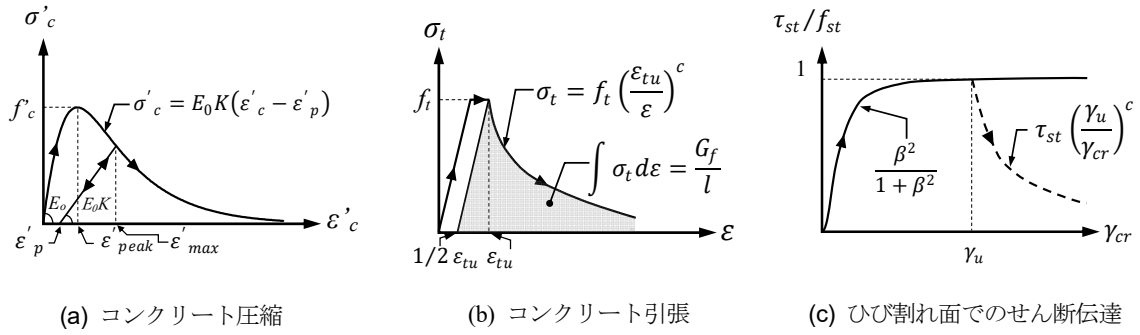


図-5.16 間詰部（シェル要素）に用いたコンクリートの材料構成則^{5.6)}

表-5.3 解析モデルに適用した材料構成則一覧

| 解析モデル | コンクリート | | | 鋼材 | |
|----------|--------|-----|-------|----|-----|
| | 圧縮 | 引張 | せん断伝達 | | |
| 拡張骨組みモデル | 主桁 | ● | ○ | - | ● |
| | 横桁 | ●/○ | ○ | - | ●/- |
| | 間詰部 | ◎ | ◎ | ◎ | - |

凡例 ●：非線形（道示^{5.1)} ○：線形 -：使用なし
◎：非線形（コン示^{5.6)}

(1) コンクリート圧縮側

コンクリート圧縮側の非線形特性は2種類の構成則を用いた。主桁には解析モデルに共通して道示^{5.1)}による構成則を適用し、終局時の判定は主桁上縁のコンクリートのひずみが3500 μ に達した時点とした。間詰部には図-5.16(a)に示すコン示^{5.6)}のモデルを適用した。図-5.16(a)中の記号は、コン示^{5.6)}に基づき下記の通り設定した。コンクリートの圧縮強度は設計値を用いた。弾性係数は、道示^{5.1)}に準じて設定した。

$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0 \quad (5.3)$$

$$E_0 = \frac{2f'_{ck}}{\varepsilon'_{peak}} \quad (5.4)$$

$$K = eK = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\} \quad (5.4)$$

ここで、 σ'_c ：コンクリートの圧縮応力 (N/mm²)、 E_0 ：等価初期弾性係数 (N/mm²)、 f'_{ck} ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 ε'_{peak} ：圧縮強度に対応するひずみ（一般に、0.002）、 ε'_{max} ：過去に受けた圧縮ひずみの最大値、 K ：弾性剛性残存率、 ε'_p ：塑性ひずみである。

(2) コンクリート引張側

コンクリートの引張側は、拡張骨組みモデルのみに適用した。すなわち、主桁は主桁下縁の引張応力度を考慮し、ひび割れ発生以降のコンクリートの引張強度は無視した。間詰部はコン示^{5.6)}に基づき引張硬化特性を考慮したモデルを適用した(図-5.16(b))。図-5.16(b)中の f_t 、 G_f は、それぞれコンクリートの引張強度、コンクリートの引張破壊エネルギーである。 f_t 、 G_f はコン示^{5.6)}に基づき、それぞれ下記とおりに設定した。

$$f_t = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (5.5)$$

$$G_f = 10(d_{\max})^{1/3} \cdot f'_{ck}{}^{1/3} \quad (5.6)$$

ここで、 f'_{ck} ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、粗骨材の最大寸法 d_{\max} (mm) は、竣工図書より25mmに設定した。

(3) ひび割れ面でのせん断伝達

図-5.16(c)より、間詰部には以下のコン示^{5.6)}によるひび割れ面でのせん断伝達特性を適用した。

$$\frac{\tau_{st}}{f_{st}} = \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (5.7)$$

ここで、 τ_{st} ：ひび割れ面でのせん断伝達応力 (N/mm²)、 f_{st} ：コンクリートのせん断伝達強度 (=3.83 f'_{ck} N/mm²)、 f'_{ck} ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 $\beta = \gamma_{cr}/\varepsilon_t$ 、 γ_{cr} ：ひび割れ面におけるせん断ひずみ (μ)、 ε_t ：ひび割れ開口ひずみ (μ) である。また、前川ら^{5.8)}は、ひび割れ面でのせん断応力によるせん断ひずみが、限界ひずみに達した以降のせん断軟化の影響を下記の通り表現している。

$$\tau_{dst} = \tau_{st} \left(\frac{\gamma_u}{\gamma_{cr}} \right)^c \quad (5.8)$$

ここで、 τ_{dst} ：せん断軟化を考慮したコンクリートのせん断応力 (N/mm²)、 γ_u ：せん断軟化開始ひずみ (μ) (一般に、0.0004)、ひび割れによるせん断ひずみせん断ひずみ (μ)、 c ：軟化係数である。軟化係数 c の決定にあたり、間詰部が無筋のため、コン示^{5.6)}に基づき、図-5.16(b)のコンクリートの引張構成則の曲線より囲まれる面積が G_f/l に一致するように下記のとおり設定した。なお、コンクリートの引張強度 f_t (N/mm²)、コンクリートの引張破壊エネルギー G_f (N/mm) は、前述の(6)式により設定した。

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon} \right)^c \quad (5.9)$$

$$\int \sigma_t d\varepsilon = \frac{G_f}{l} \quad (5.10)$$

ここで、 ε_{tu} ：ひび割れ発生ひずみ (μ) (一般に、0.0002) $l (= \sqrt{2A})$ (A ：要素の面積)：要素長 (mm)。

(4) 鋼材

鉄筋およびケーブルの応力-ひずみ曲線は、梁モデルおよびシェルモデルのいずれも道示^{5.1)}に準拠し、鉄筋はバイリニア型、ケーブルはトリリニア型のモデルを用いた

5.5.3 解析結果

(1) 荷重-変位関係

図-5.18 に、拡張骨組みモデルの解析結果における各主桁の支間中央の荷重-変位関係をそれぞれ実験結果との比較により示す。

図-5.18(a)より、横桁を線形の梁要素で設定した場合の解析結果は、載荷桁に着目すると、曲げひび割れは実験結果とほぼ同時期に発生し、それ以降は実験結果に対し荷重勾配が若干小さくなっているものの最大荷重は1割程度の低下にとどまっている。このことから、前述までの解析結果と比較すると、間詰部をモデル化することにより明らかに実験の再現性が向上したと判断できる。ただし、G2～G4桁は実験結果と比較して、荷重勾配が小さく最大荷重時ではいずれも実験結果に対して50mm以上の変位差が生じている。この変位差のみに着目すれば、G4桁はむしろ図-5.2に示す骨組みモデルの方がそれに近い挙動を示している。また、間詰部の応力に着目すると、間中央付近のG1桁近傍では、ひび割れ面でのせん断伝達は最大耐力時においてもせん断軟化開始点のひずみの1/4程度のひずみしか生じておらず、せん断による剛性低下が生じていない状態にある。実験では、G1-G2桁間の間詰部のずれは少なくとも推定耐力(2500kN)以降から生じており、あくまで定性的であるが、このような結果の違いが実験と解析の挙動が異なる要因の一つであると考えられる。一方、図-5.19に示す載荷桁の変位分布より、拡張骨組みモデルの解析値は概ね±6mmの範囲で実験値と乖離しているが、それを除く範囲では実験値とよく一致している。なお、解析ではせん断変形の影響を考慮できないが、その実験値と解析値の乖離がある範囲においてせん断変形が生じているものと推察される。その範囲は実験でのせん断ひび割れの発生範囲に概ね一致することからもそのような推察が妥当であるものと判断される。

次に、図-5.18(b)より、横桁を非線形の梁要素で設定した場合の解析結果は、載荷桁に着目すると、曲げひび割れが実験結果とほぼ同時期に発生するが、実験結果に対し荷重勾配が大きく低下し最大耐力は1.5割程度まで低下した。G2～G4桁については、前述の横桁を線形の梁要素で設定した場合の結果と同様に、荷重勾配が小さく実験結果に対して50mm以上の変位差が生じている。なお、G4桁の変位は、図-5.18(a)の結果より実験結果に近い傾向にある。このことは、間詰部の応力に着目すると、ひび割れ面でのせん断伝達がせん断軟化開始点のひずみの3/4まで進展していることが影響しているものと考えられる。すなわち、横桁を非線形の要素でモデル化することにより、図-5.18(a)の結果より間詰部の分離によって荷重分配の低下するような現象の再現に近い傾向を示していることが伺える。また、横桁の最大耐力は、主桁の最大耐力(2810kN)とほぼ同時期に(2840kN)に迎えている。その横桁において、最も早く最大耐力を迎えたのは載荷点に最も近いG1-G2間でなく、G2-G3間であった。このことは、横桁を非線形で扱ったことにより、載荷による正曲げよりも外桁への偏載によって生じた負曲げによる影響が顕著に表れていたものと考えられる。しかし、実験ではG2-G3間の横桁が負曲げにより圧壊に至るような兆候は確認できていないため、実験事実とは異なる結果である。

以上の結果から、横桁については間詰め部の目開きやずれが生じていたが、実験との再現性を踏まえると、実験では塑性化に至るような挙動が生じていないことが想定されることに加え、負曲げによる影

響が顕著に現れていないことから、現状の評価においては横桁は弾性の梁部材で評価する方が望ましいと判断される。以降の拡張骨組みモデル解析では、横桁は線形の梁要素で扱うこととする。

図-5.18(c)には、事前調査により確認された有効プレストレスの低下を考慮せず、健全の状態を仮定した場合の拡張骨組みモデルの解析結果を示している。前述より、載荷桁以外の主桁の現況モデルによる解析結果は、実験結果と比較して大きな変位差があったが、図-5.18(c)より、健全のモデルではその変位差が概ね改善された。ただし、載荷桁の解析結果の最大耐力は、実験結果に対し1割程度内に収まっているが、2000kNを過ぎてから実験との変位差が徐々に広がっており再現性が十分でない。また、図-5.18(a)、(b)の解析結果と同様に、間詰部の応力に着目すると最大耐力時においてもせん断による剛性低下が生じていない状態にある。一方、鉄筋初降伏時の荷重は、損傷を考慮した図-5.18(a)、(b)の解析結果より大きな値を示している(表-5.4)。換言すれば、プレストレスの低下を考慮した解析では、鉄筋の降伏が早まる傾向にあることがいえる。このことは、実験において鉄筋の降伏が降伏ひずみより早い段階で生じていたのも結果的にはプレストレスの低下によるものと推察されるが、その因果関係は明確でない。

以上の結果から、現況モデルによる載荷桁の挙動は実験結果と概ね一致したものの、載荷桁以外の主桁の挙動はプレストレスの低下を考慮しない解析結果に概ね近い傾向にあった。すなわち、載荷桁以外の主桁は概ね健全な状態であったと推察される。

提案した拡張骨組みモデルは、実験よりも荷重分配の効果を比較的大きく見積もる傾向にある点を踏まえても、上部構造の挙動を従来の骨組みモデルよりも正確に推定できことがわかった。

表-5.4 鉄筋初降伏時における実験値と計算値の比較

| 桁 | 実験値 (kN) | 計算値(kN) | | | |
|----|-------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| | | (a)骨組み モデル | (b)拡張骨組み モデル (横桁：線形) | (c)拡張骨組み モデル (横桁：非線形) | (d)拡張骨組み モデル (健全時) |
| G1 | 1080 | 820(1.31) | 1360(0.80) | 1230(0.88) | 1620(0.67) |
| G2 | 1490 | 1140(1.31) | 1720(0.87) | 1610(0.93) | 2060(0.72) |
| G3 | 1900 | 1730(1.10) | 2360(0.81) | 2310(0.82) | 2810(0.68) |
| G4 | 降伏無し | 降伏無し | 3040(-) | - | 3580(-) |

() : 実験値に対する計算値の割合

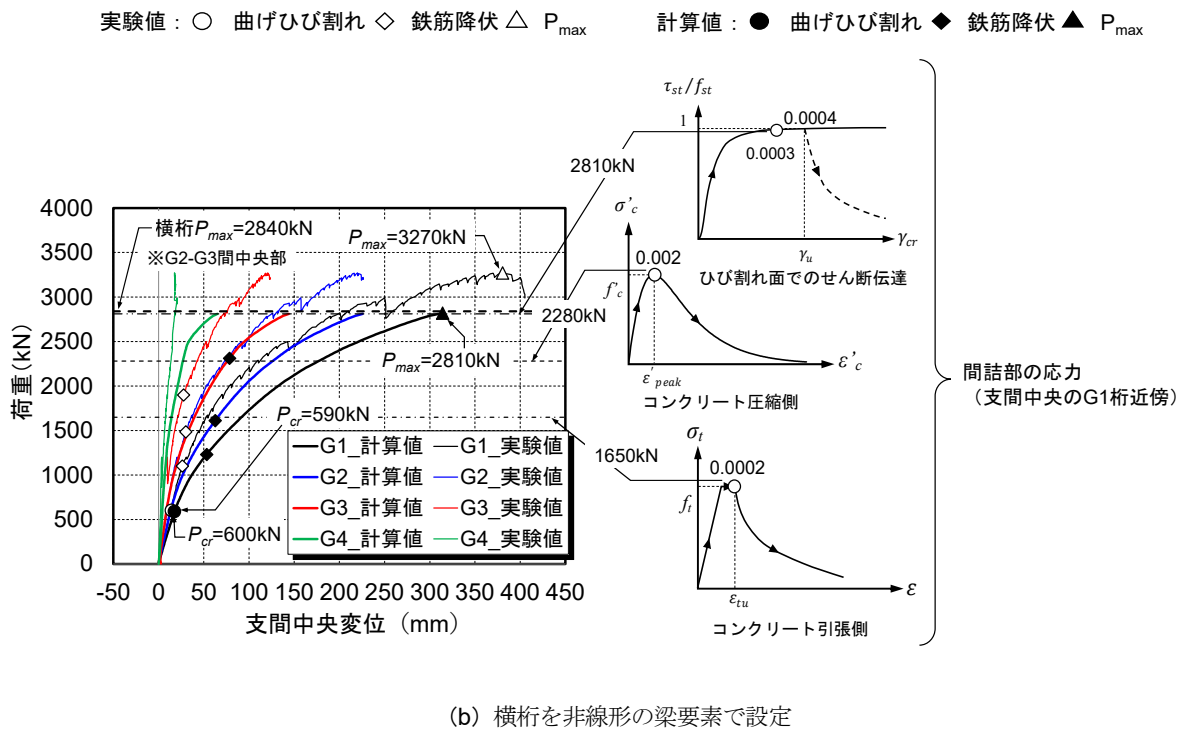
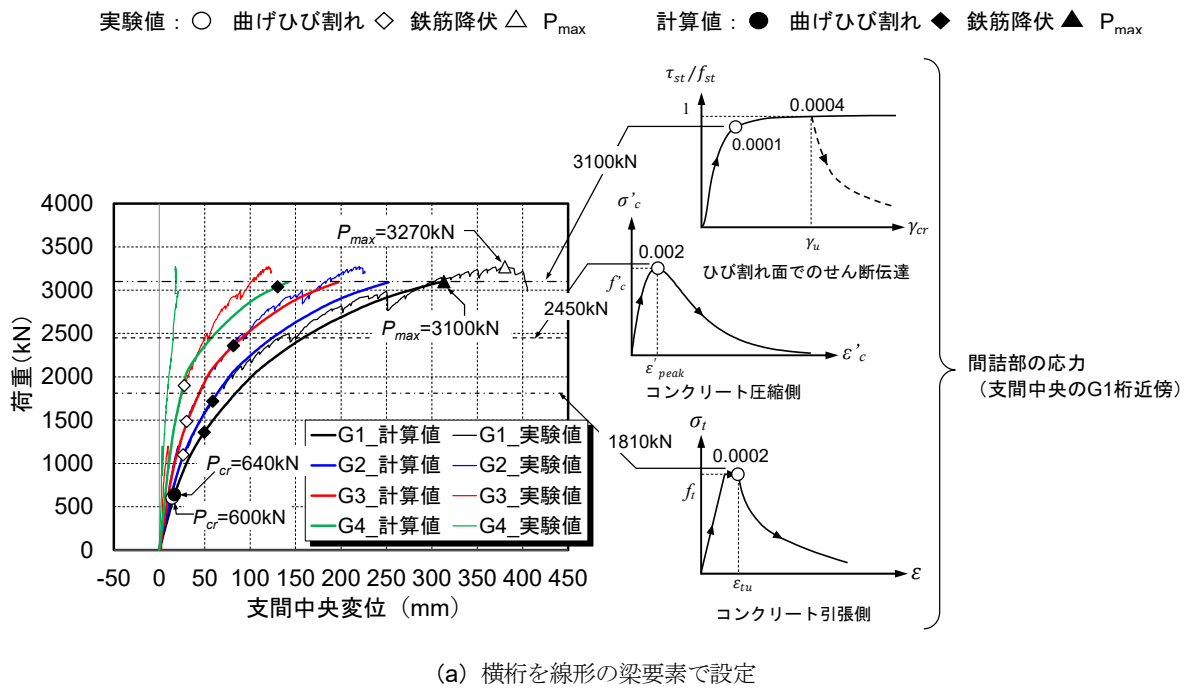
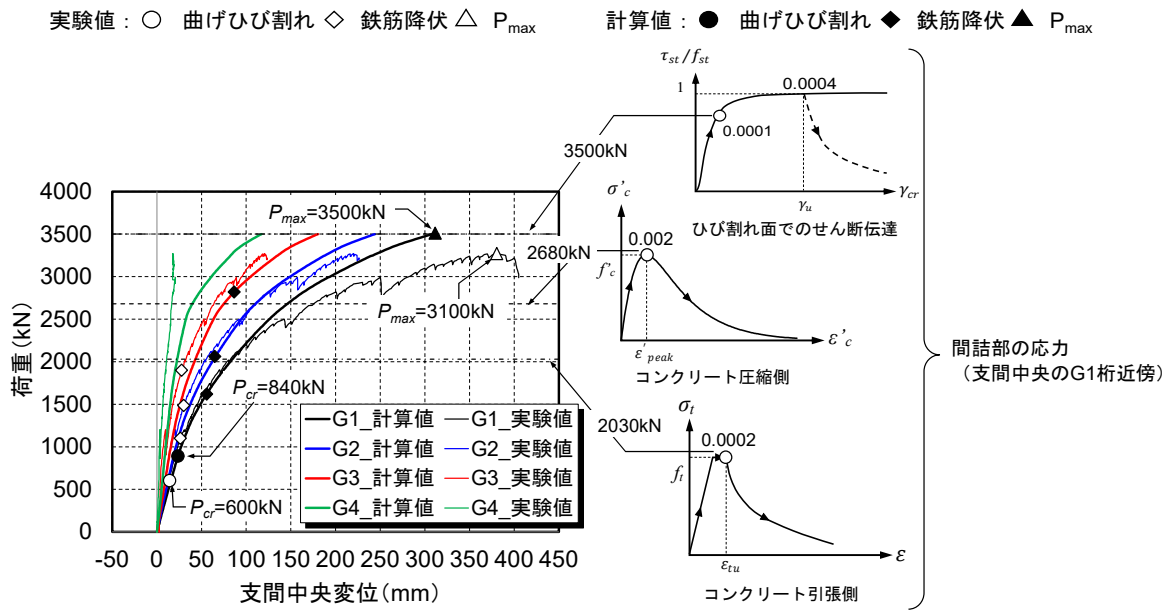


図-5.18 各主桁の支間中央における荷重-変位関係 (拡張骨組みモデル)



(c) 健全の場合 (横桁を線形の梁要素で設定)

図-5.18 各主桁の支間中央における荷重-変位関係 (拡張骨組みモデル)

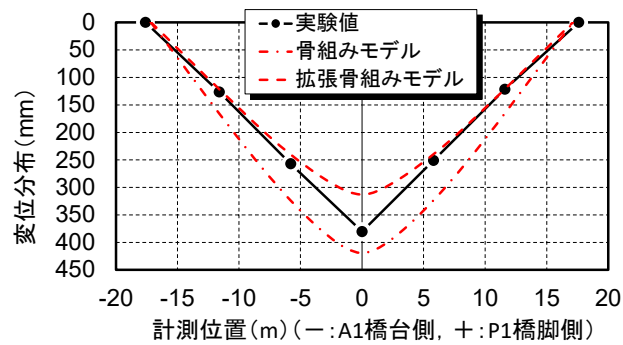


図-5.19 載荷桁の鉛直変位の橋軸方向分布 (最大荷重時)

5.6 上部構造のねじり

実験における載荷桁のねじりの影響について、解析結果より定性的な観点から考察を加える。図-5.20には、載荷桁の支間中央における傾斜角を実験値と解析値の比較と併せて軸直角方向の面外方向の変位の解析結果を示す。なお、主桁のウェブで計測した傾斜は除荷分の除いた結果を示す。

図-5.20より、ウェブの傾斜は拡張骨組みモデルの結果と概ね一致している。また、図中の面外変位の解析結果は傾斜角と概ね同じ割合で増加していることがわかる。面外変位は実験では未計測であったが、傾斜角の再現性の高い解析結果を踏まえると、間接的であるがそのような挙動が生じていたものと推察される。これにより、支間中央部ではねじりによる回轉變位に加え面外変位が生じていたものと推察される。

図-5.21には、各桁のねじりモーメントによる断面力分布を示している。図-5.2より、ねじりモーメントによる応答は総じて支点側（A1側）から支間中央に向かって減少している。ねじりの影響によるひび割れが桁端部付近で見られ支間中央部で見られなかったのは、このような応答の違いによるものと考えられる。また、横桁部では応答が急変しており、特に拡張骨組みモデルの場合で、載荷桁の横桁部で正負が逆転しており応答の変化が著しい。それはG4桁でも同様な現象がみられ、G4桁の場合では載荷桁とは正負の向きが逆であり、桁端部では負のねじりモーメントが生じている。

したがって、G4桁では載荷桁のねじりに抵抗するような反作用のねじりモーメントが生じていたが、前述から考察しているように最大耐力時には荷重分配の効果が限定的になり、ねじれによる抵抗が部分的に消失し、G4桁で浮き上がりが生じたものと推察される。

実験では特に載荷桁及びG4桁の横桁部でねじりひび割れが生じていたことから横桁部では応答の変化が著しいものと考えられる。したがって、拡張骨組みモデルは実験でのねじり挙動について概ね傾向を捉えているものと推察される。

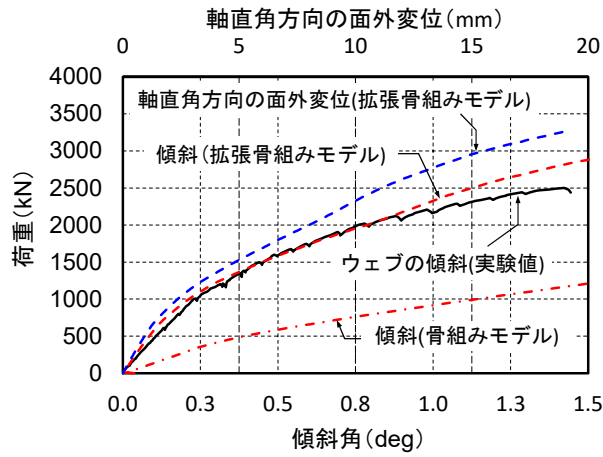
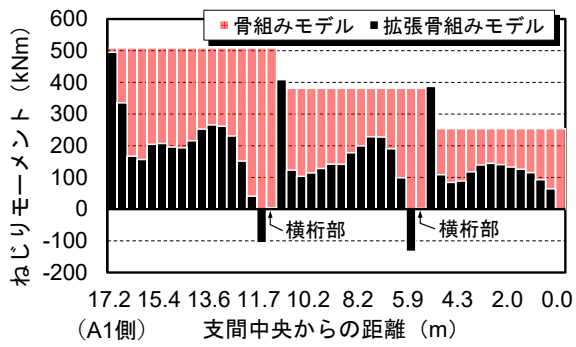
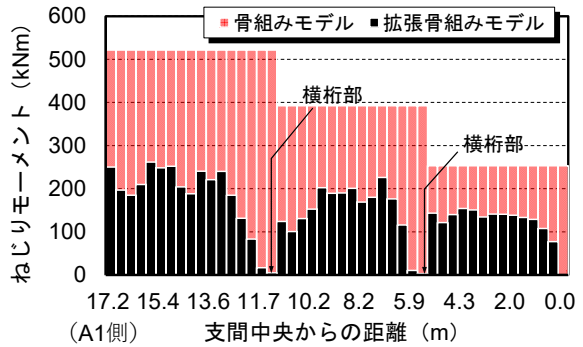


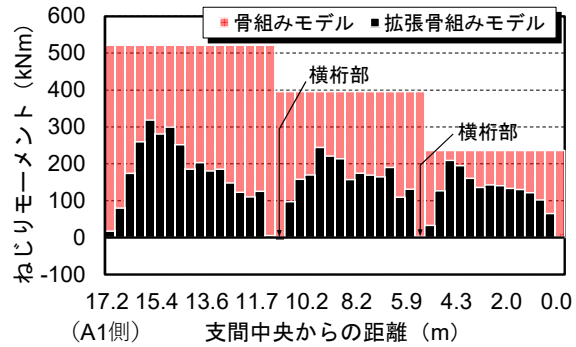
図-5.20 載荷桁の傾斜角と橋軸直角方向の変位



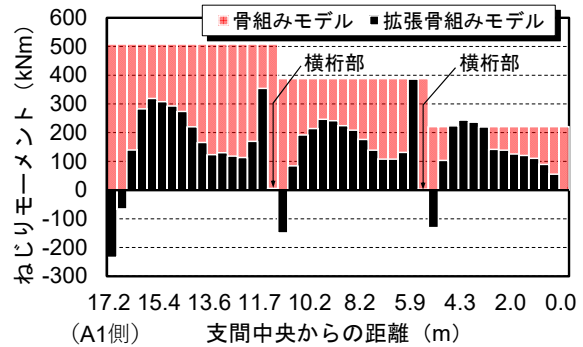
(a) G1 桁



(b) G2 桁



(c) G3 桁



(d) G4 桁

図-5.21 各主桁のねじりモーメントによる断面力分布 (最大耐力時)

5.7 本章の結論

本章では、4章における実橋 PC 桁の破壊試験結果を踏まえ、設計実務で一般に使用される線形骨組みモデルに部分的な拡張を行った簡易解析モデルの構築により、既設 PC 上部構造の耐荷性能を評価する手法の検討を試みた。本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) 設計実務で一般に使用される骨組みモデルによる解析結果は、実験よりも最大荷重や荷重分配が極端に小さく評価される傾向にあることがわかった。
- (2) 骨組みモデルについて、実験の再現性を高めるために主桁のねじり剛性を拡張した場合や横桁に非線形の梁要素を設定した場合について検討した。その結果、主桁のねじり剛性を拡張した場合には載荷桁の挙動は概ね再現できたものの、載荷桁以外の桁の挙動は実験結果と大きく乖離した。その結果を踏まえ、主桁のねじり剛性の拡張に加え、横桁に非線形の梁要素を設定した場合について検討した結果、主桁より横桁が先に終局を迎えることにより、上部構造全体としての荷重分配効果が失われ、むしろ再現性が乏しくなった。したがって、通常の骨組みモデルに対して、以上のような設定を行うのみでは実験の再現が困難であることがわかった。
- (3) 破壊試験の結果から床板の間詰部が荷重の分配効果に寄与していると考えられたため、床板の間詰部をシェル要素にてモデル化し構築した拡張骨組みモデルの解析を実施した結果、最大耐力については解析値は実験値に対し、1割程度の範囲で推定できることがわかった。また、拡張骨組みモデルは実験よりも荷重分配の効果を比較的大きく見積もる傾向にある点を踏まえても、上部構造全体の挙動を従来の骨組みモデルよりも正確に推定できることがわかった。

【参考文献（第4章）】

- 5.1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2017.3.
- 5.2) 村越潤，高橋実，吉岡勉：鋼桁橋の設計へのFEM解析の適用に関する研究，土木研究所資料第4047号，2007.4.
- 5.3) 玉越隆史，白戸真大，横井芳輝，水口知樹：鋼道路橋の合理的な設計解析手法に関する研究——定せん断流パネルを主体とした鋼道路橋の設計手法——，国総研資料第841号，2015.3.
- 5.4) DIANA-10.4 User's Manual , DIANA FEA BV.
- 5.5) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017.3.
- 5.6) (公社) 土木学会：コンクリート標準示方書，2017.
- 5.7) Niklas, B., Cosmin, P. and Lennart, E.: Failure tests on concrete bridges : Have we learnt the lesson?, Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 14, No. 3, pp.292-319, 2018.
- 5.8) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, pp.1-175, 2002.

第6章 ケーブル破断を想定したPC 上部構造全体系の応答特性の評価

6.1 概説

4章で概説したとおり、橋梁が実際に破壊に至るのは地震により下部構造が破壊される場合がほとんどである。下部構造の破壊によって上部構造が破壊に至る場合があるが、活荷重によって上部構造が破壊にいたることはまれである。したがって、活荷重などの変動荷重を想定して上部構造の破壊安全性を評価することは現実的でない。そのため、あくまでも道路橋の要求水準として与えられている荷重に対して、各部材が破壊しないことを前提に照査すればよい。しかし、ケーブル破断などの損傷が深刻化した場合において、PC 上部構造そのものの安全性の評価が必要になる場合がある。

弾性範囲内での評価を超えて、塑性化を考慮した応答を考えた場合、荷重の載荷方法が課題となる。新設設計においては、線形応答が前提となるため、載荷の順番によらず同じ応答結果が得られる。しかし、塑性化を考慮した場合、載荷の順番によって応答が異なる可能性が生じてくる。上部構造において主たる荷重は死荷重と活荷重である。死荷重はあらかじめ載荷されている荷重と考えることができるため、初期状態として一度に載荷することが合理的である。しかし、活荷重については、設計で考慮されているL荷重を用いて、車両が実際に橋梁に進入してくる載荷のプロセスを想定することは困難である。

L荷重は、渋滞する車両による荷重を理想化したものであり、着目する部材や点に最も不利となるように p_1 、 p_2 の分布荷重を載荷させることが求められている。要求水準として新設設計の荷重を考慮する場合、このように理想化された荷重を想定せざるを得ず、載荷プロセスを追求することには限界がある。そのため、ここでは荷重を移動するプロセスは考慮せず、主桁断面の応答が最も大きくなる位置で p_1 、 p_2 の分布荷重を載荷させることとした。なお、解析上、荷重については目標荷重まで漸増載荷させた。

以上の方法により、設計荷重であるL荷重に対して上部構造が荷重支持能力を失わないかを照査できる。しかし、このような設計荷重に対する照査だけでは、破壊に対してどの程度の余裕度を有しているかということの評価が行えない。

そこで、便宜上、活荷重を増大させることで、耐力の余裕度を評価することとした。活荷重を増大させることで破壊に至らしめる合理的根拠はないが、耐力側の安全余裕度を評価する一つの解釈軸となると考えた。そして、各主桁の損傷が進行し複数本のケーブルが破断した場合において、活荷重載荷に対する安全余裕度や各主桁の荷重分配の変化を把握することを試みる。

6.2 解析概要

6.2.1 解析方法

解析は、4章での再現検証に用いた FEM 解析汎用ソフト DIANA (Ver10.4)^{6.1)}を用いた。解析モデルは、拡張骨組みモデルを用いて、載荷試験時の状態を健全時の状態に戻したものをベースとした。

図-6.1 に、活荷重の載荷方法を示す。活荷重は道示^{6.2)}に準拠し B 活荷重 (L 荷重) とした。主載荷荷重は幅 5.5m にかけて、 p_1 (10kN/m²) の載荷長 10m を支間中央に合わせ、 p_2 (3.5kN/m²) を橋全長にそれぞれ載荷した。従載荷荷重は全幅 6m のうち残りの 0.5m の範囲で p_1 、 p_2 の 1/2 を同様に載荷した。載荷荷重の組み合わせは $D + L$ (死荷重+活荷重) である。

解析は、死荷重 (1.05D) を作用させた後、活荷重を漸増させた。なお、最大荷重に漸近すると、荷重の増加が微小となり変形のみ進展することから、すべての主桁の上縁コンクリートが圧壊に至ったときを破壊 (最大荷重) と判断した。このときの活荷重の増加は、活荷重倍率 (α) を用いて表す。すなわち、載荷荷重は $1.05D + \alpha L$ で表せることになる。また、 $M - \phi$ モデルは各損傷状態に応じて解析モデルの分割範囲毎に再設定した (図-6.1(c))

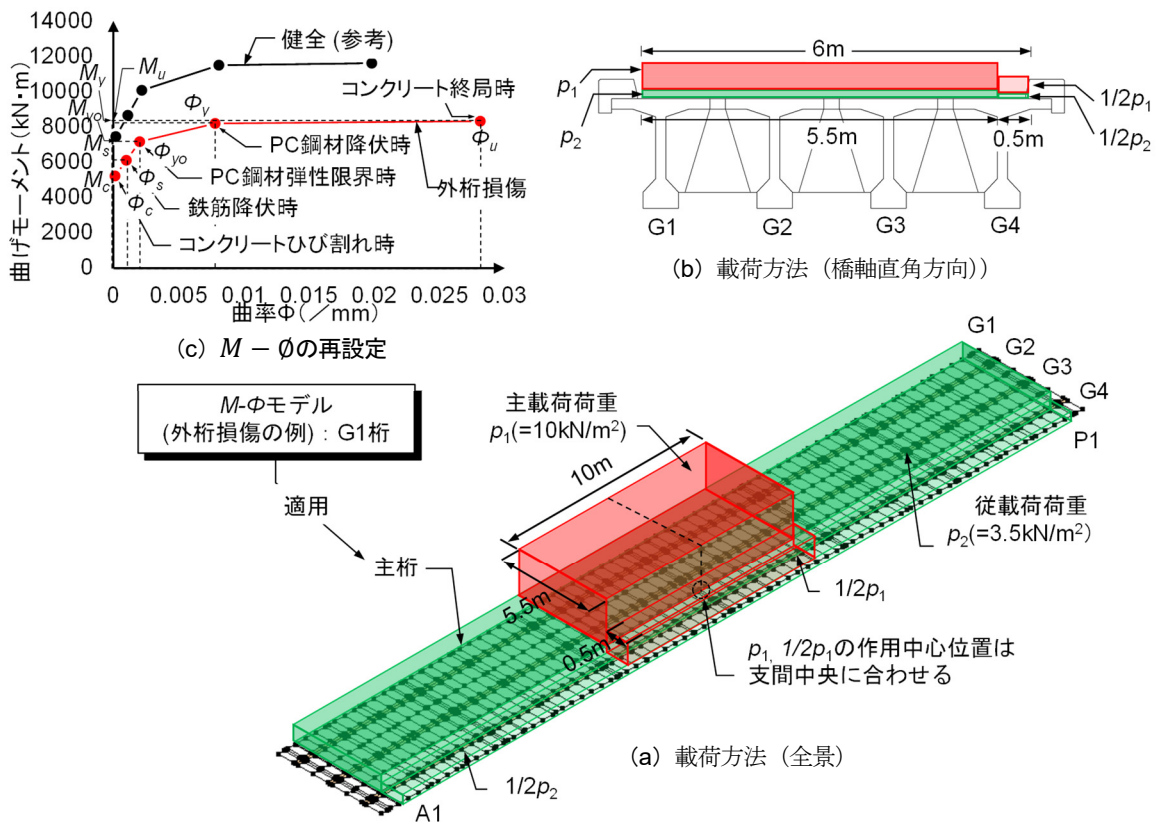


図-6.1 活荷重載荷の解析方法

6.2.2 解析ケース

表-6.1 に、各解析ケースで想定するケーブルの損傷状態を示す。当初は、事前調査により各桁でケーブルが 12 本中 1 本程度破断していたものと推定していたが、それが外桁 (G1 桁) と中桁 (G2 桁) にそれぞれに集中した場合、また外桁と中桁でケーブルがそれぞれ 2 本破断した場合を解析ケースとした。このように、ケーブルの破断本数を同一にすることで、その破断箇所による応答特性の変化について相対的な評価ができるものとした。また、外桁の損傷が進み、外桁と中桁の損傷が異なるような場合、さらに外桁と中桁で損傷が進みそれぞれで 4 本破断した場合も想定した。損傷箇所は、すべての解析ケースで支間中央とした。そして、破断箇所は損傷が生じやすい隅角部を想定した。なお、桁 1 本あたりケーブルが 4 本破断している場合の有効プレストレスは 67% である。

表-6.1 各解析ケースで想定するケーブルの損傷状態

| 解析ケース | 損傷状態 | 損傷箇所 | 破断本数 |
|-------|---------------|-------------|--------------------------|
| Case1 | 健全 | - | - |
| Case2 | 外桁(G1)損傷 | G1 桁支間中央 | 4 本/12 本 |
| Case3 | 中桁(G2)損傷 | G2 桁支間中央 | 4 本/12 本 |
| Case4 | 外中桁(G1,G2)損傷 | G1,G2 桁支間中央 | 各 2 本/12 本 |
| Case5 | 外中桁(G1,G2)損傷 | G1,G2 桁支間中央 | G1 4 本/12 本, G2 2 本/12 本 |
| Case6 | 外桁中桁(G1,G2)損傷 | G1,G2 桁支間中央 | 各 4 本/12 本 |

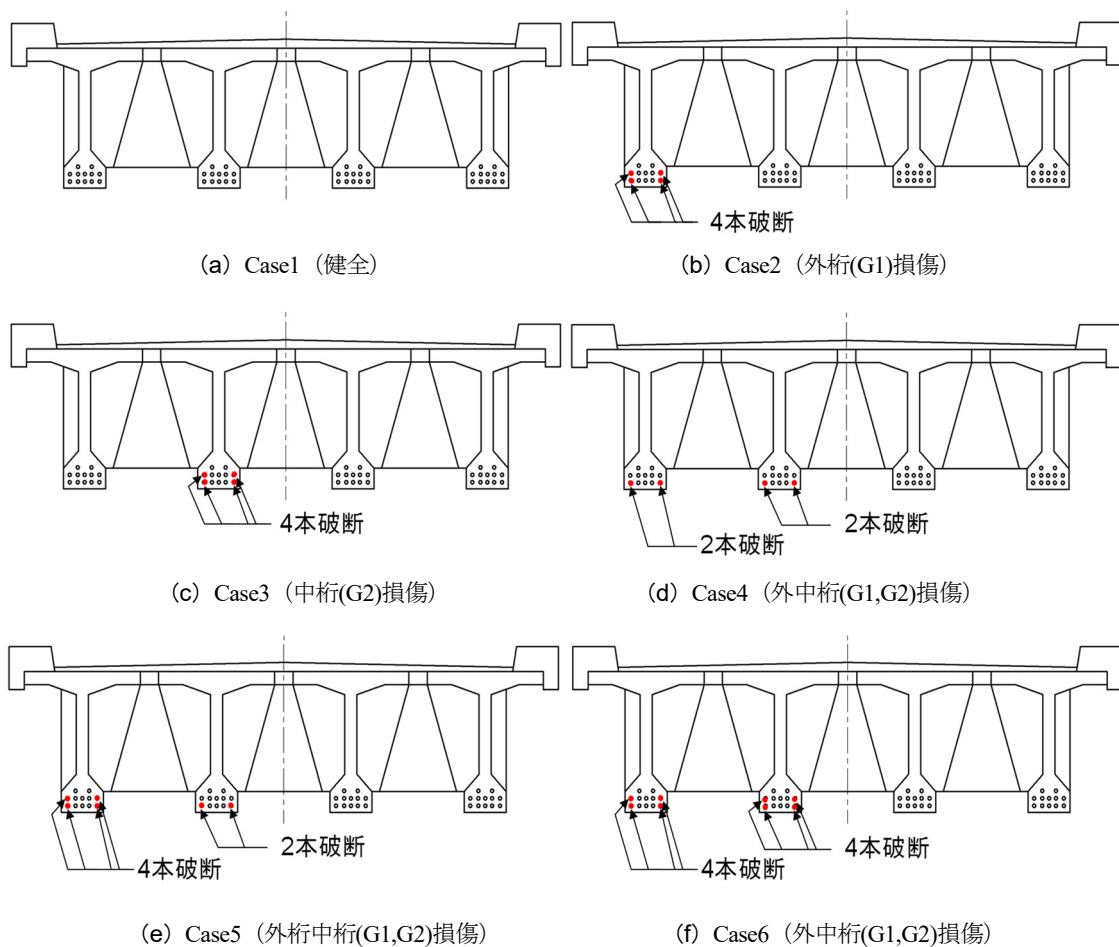


図-6.2 解析ケース

6.2.3 ケーブル破断のモデル化

図-6.3 に、ケーブル破断時のプレストレス分布の与え方を示す。ケーブル破断による張力解放後の定着長は、道示⁶²⁾に示されているプレテンション方式の定着の考え方を適用した。すなわち、破断箇所から離れるにしたがってグラウトの付着によりプレストレスが回復し、それが65φの位置で定着されるといふものである。なお、この考え方はPC鋼より線を対象にしたものであるが、PC鋼線の場合でも破断後の定着長の範囲がそれと同程度あるとの報告があることから⁶³⁾、本橋でもその考え方を適用した。また、既往の研究⁶⁴⁾では、ケーブルの破断により解放されたプレストレスは付着を介して周囲のケーブルに再分配されるとの報告があるが、本手法ではケーブルと主桁断面を一体とした梁要素で表現しているため、簡易的に初期状態でプレストレスを変化させた。具体には、破断したケーブルのプレストレスの変化をケーブルの断面積を減じることで評価した。すなわち、破断面で断面積はゼロ、ケーブルの定着長だけ離れた箇所では断面積を100%とし、その間を線形補完した。

すなわち、破断箇所の以深では、グラウトがシー스에確実に充填されていることが前提であるものとする。また、そのプレストレスの低減区間は鋼材束12φ7の外接円(24.3mm)で評価すると3.2mであるが、安全側の評価になるようにかつ解析モデルの節点区間を優先し3.8mと設定した。

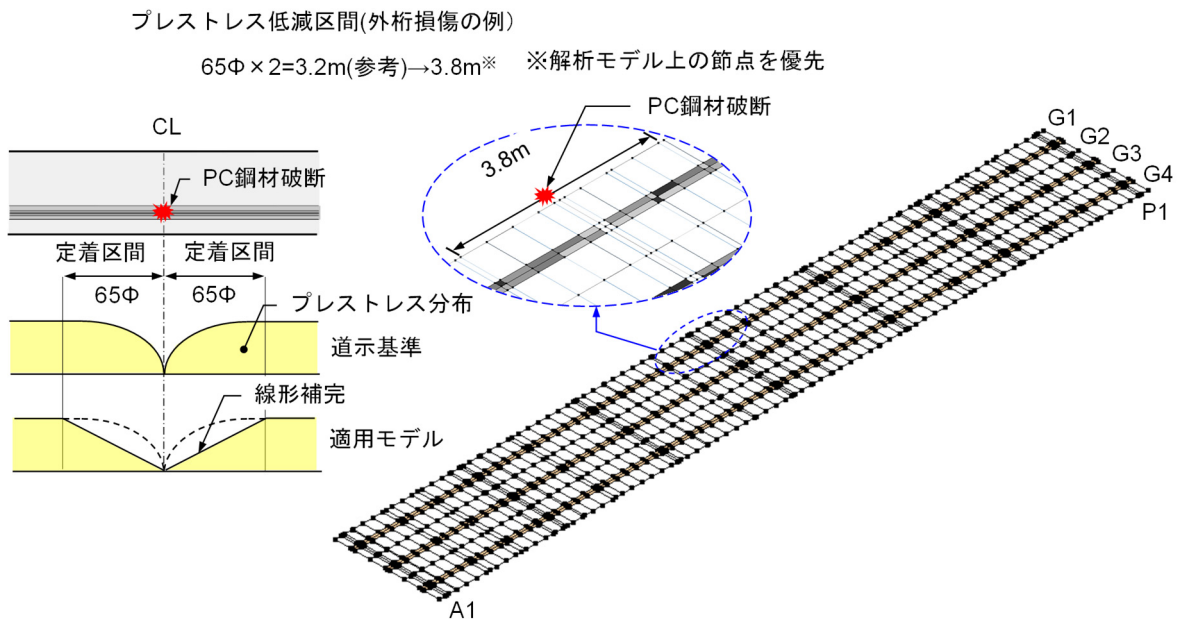


図-6.3 ケーブル破断後のプレストレス分布の与え方 (G1 桁の破断例)

6.3 解析結果

6.3.1 活荷重倍率

図-6.4 (a)~(f) に、各解析ケースの解析結果における活荷重倍率と支間中央変位の関係を示す。道示²⁾における耐荷性能の照査(1.05D + 1.25L)では、いずれのケースにおいても、概ね弾性挙動を維持しており、鋼材破断が最も多い解析ケース (Case6) においてもケーブルの弾性限界に達しておらず、破壊安全余裕度(最大活荷重倍率、以下 α_{max})は活荷重に対し3倍程度は確保されている。

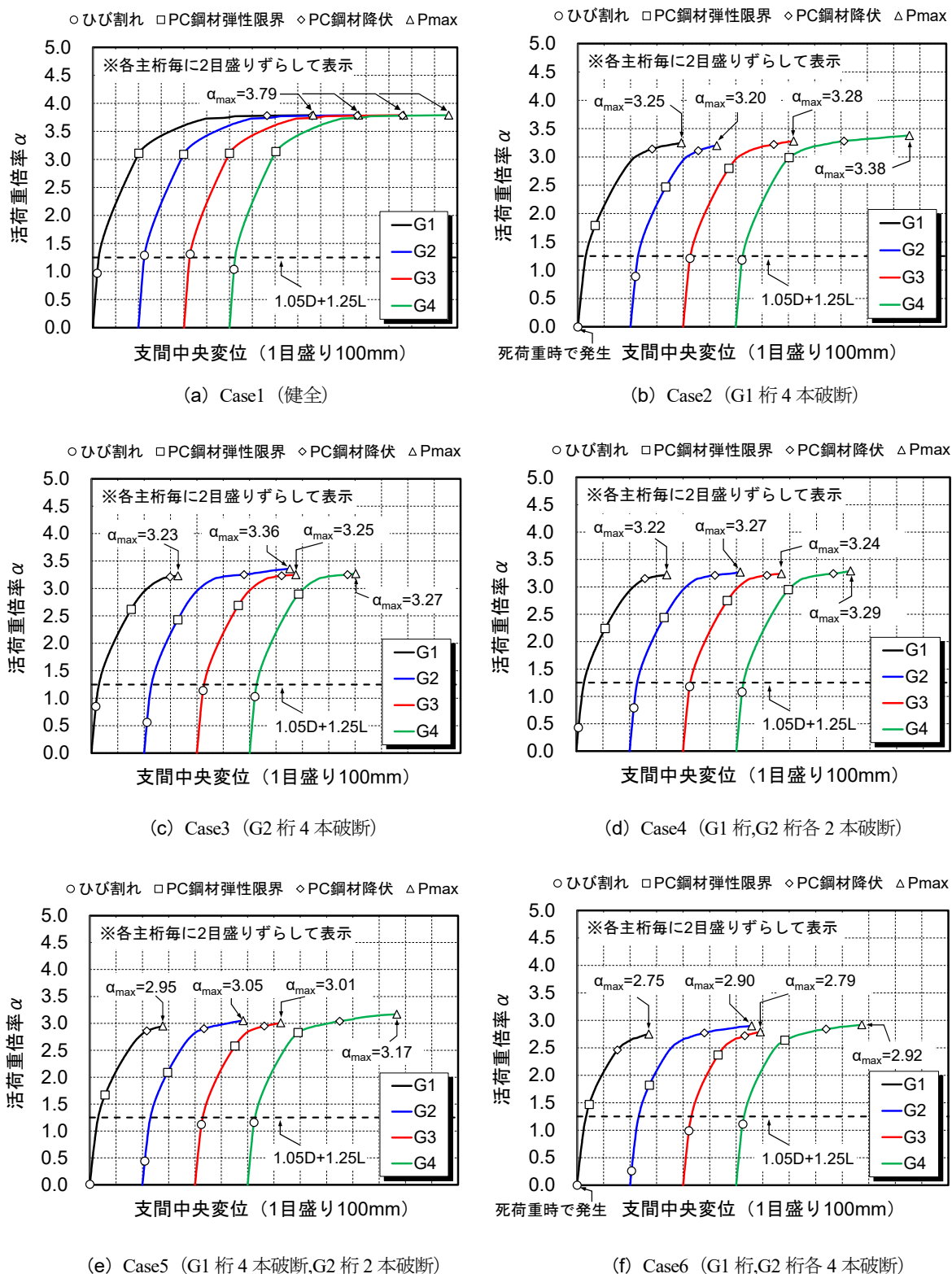


図-5.4 各解析ケースにおける活荷重倍率-変位関係

また、各主桁の α_{\max} は外桁損傷 (Case2) と中桁損傷 (Case3)、さらにそれと同じ鋼材の破断量である解析ケース (Case4) で比較すると概ね同程度であり、健全に対して2割程度低下している。このような結果から、少なくとも鋼材の破断箇所が異なるような場合でも上部構造全体のなかで破断量が同一であれば、 α_{\max} は同程度であることが判断される。

6.3.2 活荷重載荷時における変位置

図-6.5に、各解析ケースの解析結果における活荷重 (1.05D + 1.25L) に対する変位置を示す。損傷時の解析ケースは、健全時の場合と比較すると1.1~1.3倍程度、変位置が増加する傾向にある。具体には、活荷重時においては鋼材破断量の違いによる変位置の変化に大きな違いはなく、30mm程度の変位置である。また、いずれの損傷ケースにおいても、鋼材破断の有無にかかわらず外桁の変位置が多い傾向にある。このことは、外桁については地覆部の影響により中桁よりも剛性が大きいため、後述の6.3.3より断面力の負担分が大きいことが理由と考えられる。このように、鋼材破断などにより損傷した主桁が、外桁あるいはそれに隣接する主桁が外桁であれば注意が必要である。

一方、設計実務上では変位置に対する照査は一般には行われていない。それは、コンクリートの剥落による第三者被害を生じさせないことや橋の振動や騒音によって通行者や周辺環境に影響が生じないことと同様に、個々の橋によって指標が異なるものであると位置づけられているからであり、検討が必要な場合は適切に設定するとしている⁶²⁾。

本橋の場合では、数年後に架け替えられることを前提に維持管理を行われており、架け替えまでは最小限の補修やモニタリングにより監視を強化していた。本橋のように抜本的な対策が行われず監視体制がとられる橋梁も少なくないなかで、PC橋としては多数の実績を有するPC桁に関する上記のように鋼材破断における事象におけるこのような変位置の結果は、モニタリングにおける一つの指標になりえると考えられる。

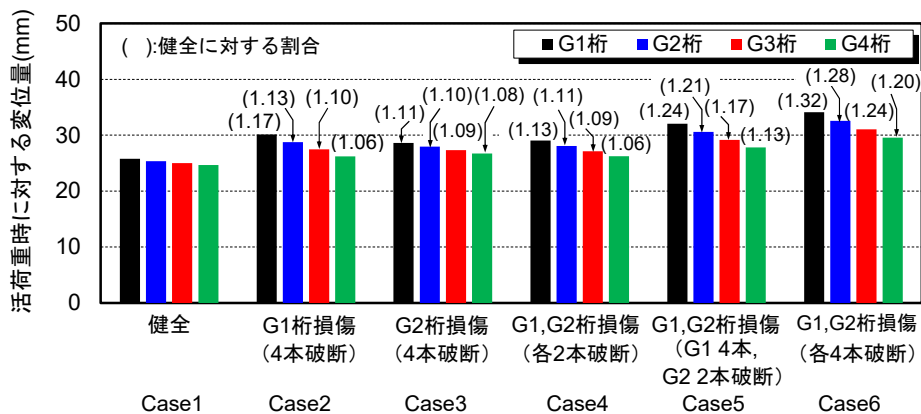


図-6.5 各解析ケースにおける活荷重 (1.05D + 1.25L) に対する変位置

表-6.2 各解析ケースの破壊プロセスと最大活荷重倍率

| 解析ケース | 破断本数 | 破壊プロセス | α_{max} | | | | α_{max_min} |
|-------|--------------------|-------------|----------------|------|------|------|---------------------|
| | | | G1 | G2 | G3 | G4 | |
| Case1 | - | G1=G2=G3=G4 | 3.79 | | | | 3.79 |
| Case2 | G1 桁 4 本 | G2→G1→G3→G4 | 3.25 | 3.20 | 3.28 | 3.38 | 3.20 |
| Case3 | G2 桁 4 本 | G1→G3→G4→G2 | 3.23 | 3.36 | 3.25 | 3.27 | 3.23 |
| Case4 | G1 桁, G2 桁各 2 本 | G1→G3→G2→G4 | 3.22 | 3.27 | 3.24 | 3.29 | 3.22 |
| Case5 | G1 桁 4 本, G2 桁 2 本 | G1→G3→G2→G4 | 2.95 | 3.05 | 3.01 | 3.17 | 2.95 |
| Case6 | G1 桁, G2 桁各 4 本 | G1→G3→G2→G4 | 2.75 | 2.90 | 2.79 | 2.92 | 2.75 |

表-6.2 には、各解析ケースの破壊プロセスと最大活荷重倍率を示す。 α_{max} は、健全の場合 (Case1) には、各主桁いずれも同程度があるが、外桁損傷 (Case2) の場合は中桁 (G2)、中桁損傷 (Case3) の場合は外桁 (G1) が各主桁のうちで最も早く α_{max} を迎える。また、Case4~6 の場合には、いずれも破壊プロセスは同様であり、外桁 (G1) が各主桁のうちで最も早く α_{max} を迎える。これらの特徴として、損傷桁に隣接する健全桁が最初に α_{max} を迎える傾向にあるが、外中桁損傷の場合には外桁が最初に α_{max} を迎える。これらの理由は後述する。

6.3.3 支間中央における発生曲げモーメント

図-6.6 に、全解析ケースの G1~G4 桁の支間中央における発生曲げモーメント (以下、断面力) の結果を示す。健全時では外桁 (G1 桁, G4 桁) は地覆部の存在により剛性が高いため、他の桁より断面力を大きく受け持つ。

外桁損傷 (Case1) または中桁損傷 (Case2) の場合では、いずれも断面力は損傷桁に最も近い健全桁に再分配される。外桁損傷の場合では、中桁損傷の場合とは異なり隣接する中桁のみに断面力が再分配されるため、中桁損傷の場合と比較すると健全桁が負担する断面力の増加割合が大きいの。

外桁損傷および中桁損傷と同様の損傷割合である外中桁損傷 (Case3) の場合は、健全桁あるいは損傷桁どうしても断面力の再分配がなされるため、外桁あるいは中桁損傷のような一部の損傷のケースと

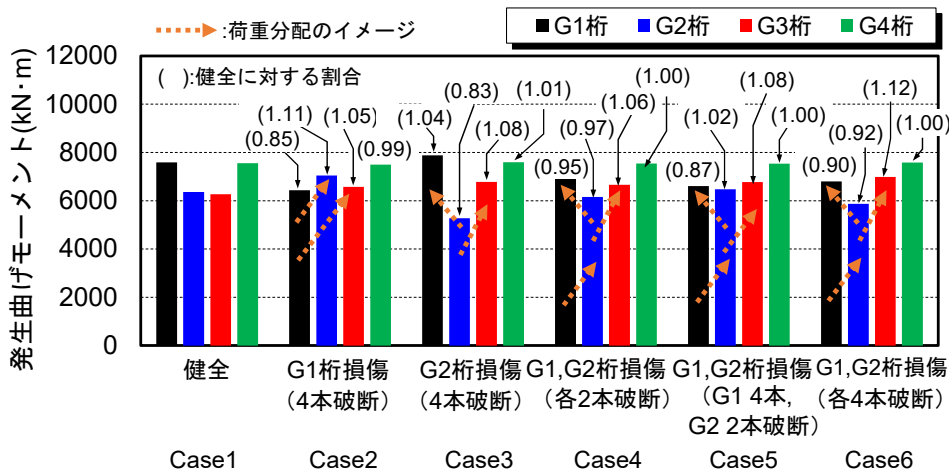


図-6.6 支間中央における発生曲げモーメント (1.05D + 1.25L)

比べると、損傷桁の断面力の低下割合が比較的小さい傾向にある。また、それは外中桁損傷（Case4 または Case5）のように鋼材の破断が進行した場合についても同様である。

このように、設計荷重を載荷しても荷重再分配に対する発生曲げモーメントそのものに大きな変化はないものの、損傷箇所によっては応答特性が変化し、健全桁にもかかわらず、設計で想定する以上の断面力が作用する可能性も考えられる。

以上を踏まえると、前述の破壊プロセスに関して、外桁あるいは中桁など損傷が一カ所に集中する場合には、断面力はそれに最も近い隣接桁（健全桁）に再分配され、断面力の負担割合が大きくなるため、健全桁が最大耐力を迎える傾向にあったといえる。一方で、外中桁損傷のように、損傷箇所が点在するような場合には、前述の通り損傷桁どうしても断面力が再分配されるため、断面力の負担割合が大きく低下しないため、損傷桁が健全桁より早く最大耐力を迎える場合があることが考えられる。

6.3.4 鋼材破断量と活荷重倍率との関係

図-6.7 には、各解析ケースの α_{max} と鋼材の破断割合との関係を示す。図中には、各解析ケースそれぞれにおいて、 α_{max} の最小値をプロットしている。図-6.7 より、限られた検討ケースであるが、いずれの結果も内挿した回帰式の直上にプロットされる。この結果から、少なくとも本検討の範囲内程度の損傷（鋼材の破断量）であれば、図中に示した回帰式より、活荷重倍率の評価が可能であると判断される。また、この結果を外挿し、道示^{6.2)}における耐荷性能の照査（ $1.05D + 1.25L$ ）を満足する最小の α_{max} を試算すると、鋼材の破断量は40%である。このように、主桁単体であれば明らかに照査に満足しない状態であっても、上部構造全体の照査においては、鋼材の破断量が極端に多い場合においても耐荷性能が満足する場合がある。ただし、鋼材の破断量が40%となると、健全時と比較して状態が大きく変化していることは容易に想像がつく。そのため、このような破断量に対する指標はあくまで目安であり、耐荷性能の照査だけでなく、耐久性も含めて総合的な観点で評価する必要があることはいうまでもない。

以上により、鋼材破断の位置が支間中央であることが前提で、本橋と同構造形式であれば、このような指標を用いて鋼材の破断量により活荷重による照査を満たすかどうかの判定が可能になるものと判断される。

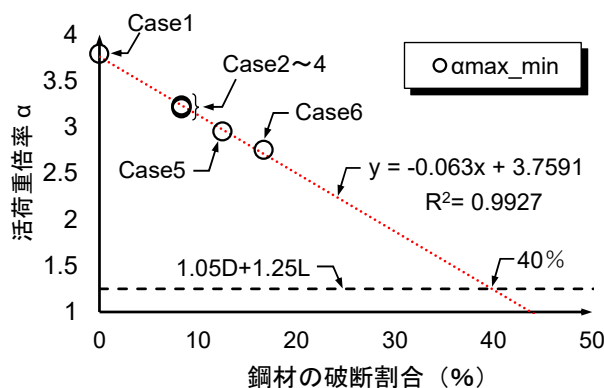


図-6.7 鋼材の破断割合と活荷重倍率の関係

6.4 既設 PC 桁橋上部構造の耐荷性能評価の考え方

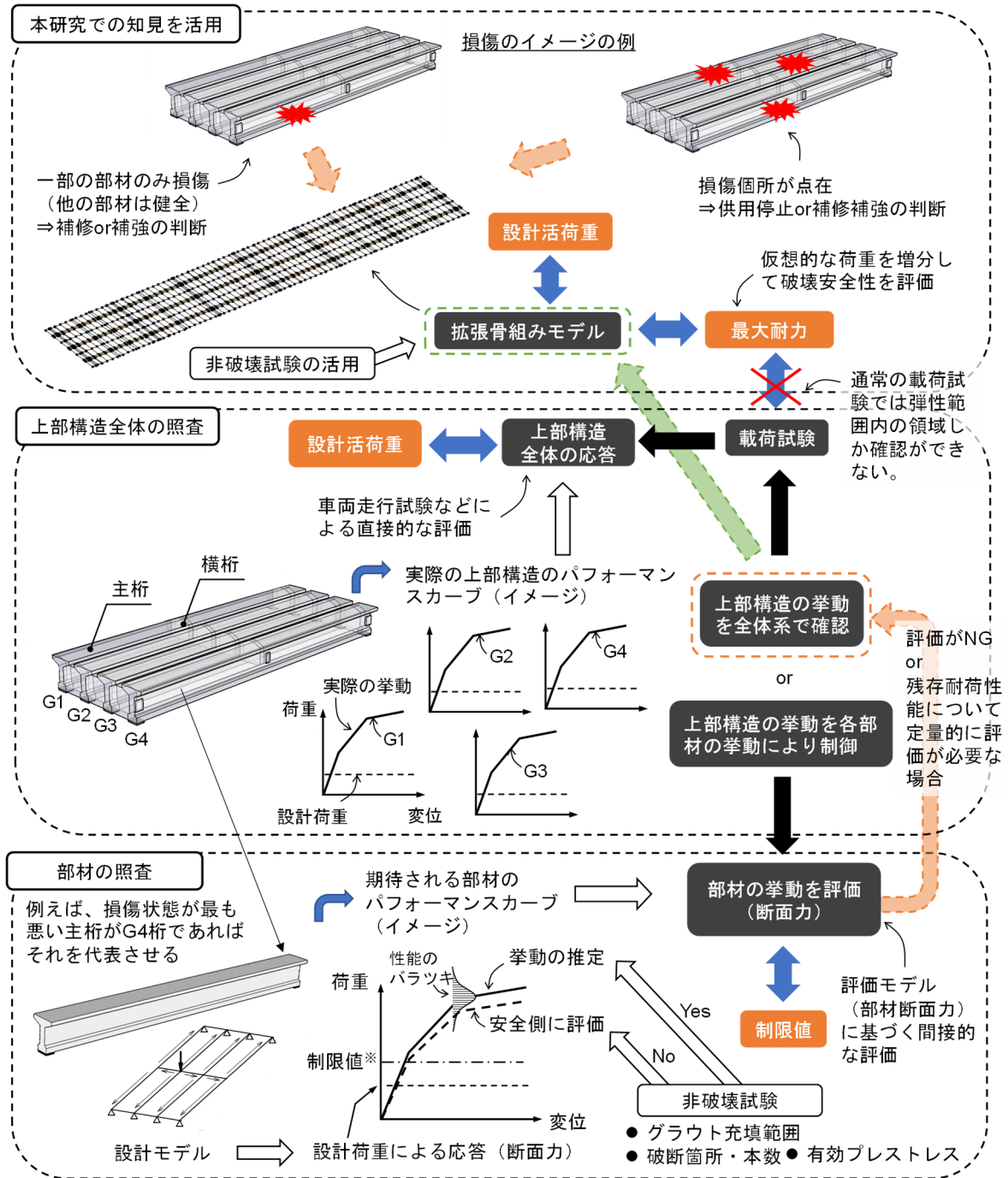
図-6.8 に、既設 PC 橋上部構造の耐荷性能に関して一般的な評価の流れに本検討で提案する評価を組み込んだ全体像を示す。これまでの既設橋の耐荷性能に関する照査では、上部構造の安全性を確認する行為として、全体系あるいは各部材の照査がある。全体系の照査としては、4.1 で概説したように、その確認行為は、車両走行試験などによる載荷試験が基本になるため、各部材の応答が弾性範囲内にとどまる程度の載荷荷重により、健全な場合の応答と比較することにより供用の可否などを判断している。それは、各部材毎の照査とは異なり、上部構造全体の応答を直接確認することができるという利点はあるものの、基本は弾性応答の評価であり、上部構造の最大耐力（破壊に対する安全余裕度）を直接評価しているわけではない。

各部材の照査では、要求水準となる荷重に対する応答（断面力）が各部材の耐力（制限値）を超えないことで、上部構造が必要な耐力を有していることを間接的に評価している。これは、あくまで作用に対して部材として期待される性能（実際に載荷を行うのではなく、仮に載荷を行った場合に発揮されるパフォーマンスカーブのこと）を評価している。各部材の照査においては、必ずしも最大耐力そのものは明らかにする必要がなく、ある荷重に対して応答が要求水準内であることを確認している。なお、既設橋の評価に関する耐力の制限値については、標準的な値がないが性能のばらつきを考慮した手法が提案されているので適宜参考にしながら決定することが考えられる。また、非破壊試験の活用により、鋼材の腐食・破断状態などを推定でき、応答モデルの入力情報を得ることができることから、応答モデルの信頼性をあげることができる。

一方、既設橋の維持管理においては、経年劣化により損傷が深刻化した場合において、補修補強がどの程度が必要なのか、あるいは通行止めの可否の判断などのために、現状における上部構造の残存性能を定量的に評価することも求められる場合がある。前述の結果からも、鋼材破断により一部の部材が大きく損傷した場合でも、健全な部材が損傷した部材を補うように荷重の再分配が生じ、上部構造全体の安全性が突如に失われることはない。そのため、そのような荷重の再分配の影響を適切に考慮できる本研究で構築した再現性の高い拡張格子モデルが検証モデルとして有効であり、このような検証モデルの活用により、これまで安全側の判断で架け替えと判断されていたものを適切に補強し、延命化させることの判断が可能になるものと考えられる。

耐荷力評価のための載荷荷重については、現実的に上部構造を破壊させる荷重を想定することが困難であることから、本手法を用いれば設計荷重である L 荷重と死荷重を考慮し、 L 荷重を増加させることで破壊までのプロセスを追跡することができる。 L 荷重を増大させることに明確な根拠はない。しかし、設計荷重を基準として、破壊までの余裕度を荷重に換算することで、安全余裕度に対する一つの指標となると考えられる。また、統一した載荷方法を用いることによって、異なる橋梁に対しても相対的な評価が可能となる。一方、荷重を増大させるのではなく、死荷重などの永続荷重のみを載荷した状態で、仮想的に抵抗力を減少させていくことによって破壊プロセスを進展させる方法も考えられる。ただし、この場合は様々な劣化パターンを再現する必要があること、劣化の出現順序によって破壊のプロセスが異なってくること、また、無数の劣化パターンの中から最弱となる劣化パターンを見出すことが必要になる。ただし、劣化パターンは膨大にあることから、発生頻度などの調査結果に基づき劣化パターンの絞り込みを行うことが望ましい。そのため、現実的には評価が困難であり、 L 荷重を増大させる方法がより合理的と考えられる。ただし、 L 荷重を増大させる方法は、一つの解釈を与えるに過ぎず、実際の破壊プロセスを追跡するものではないことに注意が必要である。

なお、劣化の状態によっては、設計荷重を載荷するプロセスで破壊に至る可能性もある。その場合は、補強が必要な状態であり、必ずしも最大耐力を評価する必要はない。いずれの場合においても、本研究で構築した拡張格子モデルによって、適切に荷重再配分の効果を確認できることから、残存する安全性の評価に一定の合理性を与えるものと考えられる。



※既設橋に関しては標準的な値はないが、性能のばらつきを考慮して決定する方法もある^{6.6)}。

図-6.8 既設 PC 桁橋上部構造の評価に関する全体像

6.5 本章の結論

本章では、5章で実橋での破壊試験結果を活用して構築した拡張骨組みモデルを用いて、各主桁の損傷が進行し複数本のケーブルが破断した場合における活荷重载荷に対する安全余裕度や各主桁の荷重分配の変化などを把握することを試みた。本章により得られた結論を以下に示す。

- (1) 耐荷性能の照査(1.05D + 1.25L)に関して、鋼材の破断量最も多い (G1 桁,G2 桁各 4 本) ケースにおいても、概ね弾性挙動を維持しており、最大活荷重倍率 α_{\max} は活荷重に対し 3 倍程度は確保されていた。また、鋼材の破断箇所が異なるような場合でも上部構造全体のなかで破断量が同一であれば、 α_{\max} は同程度であることが明らかになった。
- (2) 損傷時の解析ケースでは、健全時の場合と比較すると、1.1~1.3 倍程度、変位量が増加する傾向にある。具体には、活荷重時においては鋼材破断量の違いによる変位量の変化に大きな違いはなく、30mm 程度の変位量である。また、いずれの損傷ケースにおいても、鋼材破断の有無にかかわらず外桁の変位量が多い傾向にある。このような、鋼材破断位置によって変位量が大きく変化するという結果は、損傷モニタリングをするうえでの一つの指標になりえると考えられる。
- (3) 外桁損傷または中桁損傷の場合では、いずれも断面力は損傷桁に最も近い健全桁に再分配される。外桁損傷の場合では、中桁損傷の場合とは異なり隣接する中桁のみに断面力が再分配されるため、中桁損傷の場合と比較すると健全桁が負担する断面力の増加割合が大きい。そのため、破壊プロセスに関しては、外桁あるいは中桁など損傷が一カ所に集中する場合には、断面力はそれに最も近い隣接桁 (健全桁) に再分配され、健全桁が最初に最大耐力を迎える傾向にある一方で、外中桁損傷のように、損傷箇所が点在するような場合には、前述の通り損傷桁どうしても断面力が再分配され、断面力の負担割合が大きく低下しないため、損傷桁が健全桁より早く最大耐力を迎える場合があることが明らかになった。
- (4) 鋼材破断量に応じて、耐荷性能の照査を満足するかどうかについて容易に判定が可能な指標を整理した。この指標は、鋼材破断の位置が支間中央であることが前提で、本橋と同構造形式であれば、このような指標を用いて鋼材の破断量により活荷重による照査を満たすかどうかの判定が可能になるものと判断される。
- (5) 既設橋の維持管理においては、経年劣化により損傷が深刻化した場合において、補修補強がどの程度が必要なのか、あるいは通行止めの可否の判断などのために、現状における上部構造の残存性能を定量的に評価することも求められる場合がある。その評価には、本研究で構築した拡張格子モデルが検証モデルとして有効であり、このような検証モデルの活用により、これまで安全側の判断で架け替えと判断されていたものを適切に補強し、延命化させることの判断が可能になるものと考えられる。

【参考文献（第6章）】

- 6.1) DIANA-10.4 User's Manual , DIANA FEA BV.
- 6.2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編，2017.3.
- 6.3) 高橋功，貝原巨利，長田光司：PC 鋼材破断に伴うプレストレスの変化に関する実験的検証，プレストレスコンクリート技術協会 14 回シンポジウム論文集，pp.607-610，2005.11.
- 6.4) 土木学会：既設構造物の性能評価ガイドライン，既設構造物の健全性評価法の高度化および体系化に関する研究小委員会，2020.3.
- 6.5) 土木学会：既設構造物の性能評価ガイドライン，既設構造物の健全性評価法の高度化および体系化に関する研究小委員会，2020.3.
- 6.6) 国立研究開発法人土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究報告書－既設 PC 橋の性能評価および外ケーブル補強技術に関する研究－，共同研究報告書第 520 号，2020.12.

第7章 結論

7.1 概説

現在、高度経済成長期に建設された多くのプレストレストコンクリート橋（以下、PC橋）が高齢化を迎えており、今後重大な損傷を抱えるPC橋が増えていくものと想定される。既に膨大な数のPC橋が供用されているなか、PC橋を適切かつ効率的に維持管理していくためには、危険性の高いPC橋を早期に見つけ、その耐荷性能を適切に把握した上で、必要に応じて対策を行うことが不可欠である。特にポストテンション方式のPC橋では、グラウトの充填不足により、PCシース内部に水や塩分が侵入しケーブルが腐食して著しい断面欠損や破断に至った事例が散見されている。そのような、ケーブル破断はPC橋の耐荷性能の低下に大きく影響を及ぼす。

これまでPC橋の耐荷性能評価では、単一部材いわゆる部材レベルでの定量評価が中心に行われてきた。すなわち、破断したケーブルが桁部材への耐荷性能に与える影響について明らかにしたものである。しかし、本来、上部構造としてのPC桁は桁単体で挙動するのではなく、複数の桁が連結されて立体的な挙動をする。桁単体で考えた場合も箱桁橋のように断面方向に立体的な広がりをもつ部材についても、一次元的な挙動ではなく、実際には立体的な挙動を示す。それは、上部構造に主桁や横桁などとして配置された桁橋構造においても共通であり、このようなPC上部構造にケーブル破断が生じた場合において、ケーブル破断が耐荷性能をはじめ、破壊性状や立体的挙動に与える影響については明らかでない。

以上の背景を踏まえ、本研究ではケーブル破断を想定したPC上部構造の破壊過程および耐荷性能評価に関する検討を行った。具体には、せん断耐力の低下が想定される定着部付近にてケーブル破断したPC箱桁橋を想定した供試体の載荷試験および数値解析を実施し、耐荷性能評価に関する検討を行った。また、実在のPC橋を対象とした上部構造の破壊試験の実施とその結果を活用し、PC桁橋の上部構造全体評価のための耐荷力評価モデルの構築と破壊安全性を合理的に評価する手法について検討した。以下に、各章で得られた主な知見をまとめて本研究の結論とする。

7.2 本研究で得られた結論

1章「序論」では、研究の背景・目的、本論文の内容及び構成について示した。

2章「既往の研究と本研究の課題」では、ケーブル破断の主要因であるグラウト充填不足に起因した損傷の実態と調査分析、グラウト充填不足に起因した損傷に対するPC橋の維持管理手法、またグラウト充填不足やケーブル破断に関する調査を合理化するための非破壊検査の適用性、さらにケーブルが破断したPC主桁部材の耐荷性能評価およびPC上部構造の破壊試験に関する既往の知見をとりまとめ、本研究の課題を明確にした。

(1) 実橋から撤去された主桁のグラウト調査では、グラウト充填が良好な場合でも過酷な塩害環境ではケーブルが腐食することもあるが、グラウト充填がされていれば基本的には相当の防食効果が

期待できる。一方で、グラウト充填が不十分な場合でも水が浸入しない状況ではケーブルの腐食は認められなかった。したがって、ケーブルの腐食および破断を防止するためには、グラウト充填の果たす役割は極めて重要であることに加え、橋面の滞水を改善するなどの水対策が何よりも優先すべき事項である。

- (2) 非破壊検査については既に実用化されているものもあり、適用性や精度が検証され一定の水準に達しつつある。実橋から撤去された主桁部材の活用により実施された非破壊検査の調査結果によると、PC 橋の構造性能の評価に必要となる、残存プレストレスの評価やケーブル破断位置、グラウト充填不足に関する判定については、概ね推定が可能であった。
- (3) ケーブル破断を想定した PC 桁の耐荷性能に関する既往の研究によると、主には曲げの耐荷性能の研究が中心であり、せん断に関する研究事例は極めて少なく、その耐荷性能や破壊性状については十分に明らかにされていない。また、PC 橋の上部構造を対象とした載荷試験は海外での実施例が多くあるが、その実験の多くが想定外の破壊であったとされている。すなわち、部材断面耐力に基づく評価では、必ずしも正しく実際の破壊安全性を評価できていないことが考えられる。また、それらの試験結果は限られた情報しかないものが多く、破壊過程については十分な分析がなされているとは言い難い。

3章「定着部付近におけるケーブル破断が PC 箱桁の耐荷性能に及ぼす影響」では、桁端部の片側または両側の定着部付近のウェブにおけるケーブル破断を模擬した 1/2 スケールの PC 箱桁供試体を製作し、静的載荷試験を実施するとともに 3 次元非線形 FEM 解析より立体挙動の分析により耐荷性能の評価や破壊性状の検討を行った。

- (1) 片側の定着部付近の片側のウェブでケーブル破断をさせた片側破断供試体の実験では、アンボンド区間とグラウト充填区間の境界付近で発生したせん断ひび割れに加え、破断したケーブルの引き込みの影響により、その境界付近でせん断ひび割れが繋がり拡大することにより、せん断付着破壊が生じることが明らかになった。
- (2) 両側の定着部付近の対角位置のウェブでケーブルを破断させた両側破断供試体の実験では、両せん断スパンの両側面の変形、抵抗機構が平均化され、破壊がせん断スパンの片側側面に集中することなくバランスが保持され、桁としてのせん断抵抗機構が維持されていたことにより、曲げ破壊が生じることが明らかになった。
- (3) 3 次元非線形 FEM 解析による数値解析を実施し、片側破断供試体と両側破断供試体の破壊モードが異なる要因について立体的挙動の観点から分析した結果、いずれもケーブル破断側において、断面方向の鉛直変位差や面外変形が生じており、それらはねじりの変形によるものかは必ずしも断定はできないが、両側破断供試体の場合には、そのような立体的効果が対角に生じることで断面方向の変形が平均化され、応力集中が緩和される傾向にあった。その結果、安定した変形が維持され、片側破断供試体とは異なる破壊モードになることを明らかにした。
- (4) 定着部付近のケーブルの破断が生じて、グラウトが支間中央部のシーに確実に充填されていることが前提であれば、定着長を経た中央側にはプレストレスが残留するため、曲げ挙動の特性が支配的になり、少なくともケーブルが健全であるときの曲げ引張破壊耐力の 70%以上の耐力は期待できる。しかし、プレストレスの残存状態によっては一次元梁では評価できない立体的な耐荷機構が成立し、せん断破壊も曲げ破壊も生じうる。したがって、ケーブル破断時における耐荷

性能評価では、簡易に一次元梁で耐力推定を行うのではなく、軸直角方向の変形を考慮した立体的な挙動を再現できる計算手法を用いた評価が必要と考えられる。

4章「実橋 PC 桁橋を対象とした荷重試験の実施と破壊過程の考察」では、実在の PC 橋を対象として、終局付近での主桁の挙動・破壊性状の確認のために、上部構造の最大耐力の確認を目的とした静的荷重試験を行い、破壊過程について考察した。

- (1) 荷重試験の結果、推定耐力に達した時点においても上部構造としては高い復元性を維持することが明らかになった。このとき荷重桁以外の主桁は、試験終了後においてもほぼ残留変位が生じておらずプレストレスが十分に残存している状態であったことが荷重桁が復元性を維持していた要因と考えられる。また、推定耐力以降は、間詰部の分離やねじり抵抗の低下によって、最大耐力時には荷重分配の効果が限定的になるが、上部構造として配置された桁がせん断耐力に達した場合でも、スターラップの効果と他の部材との拘束効果によって、主桁の荷重支持能力が急激に失われることなく、主桁間での分配効果が失われないことが明らかになった。
- (2) 破壊試験により実測された上部構造の最大荷重は、推定耐力を大きく上回ることが確認された。このように、従来の設計に比べ安全側に設計されていたのは、当時の設計思想の整理から、終局荷重作用時の荷重の組み合わせに関して $1.7(D + L)$ を用いることが標準的であったが、 $2.1(D + L)$ で設計されていたこと、主桁断面力を算出する段階で荷重分配を小さく見積もる手法であったことなどが理由として考えられる。

5章「PC 桁橋の上部構造全体評価のための簡易解析手法の構築」では、4章における実橋 PC 桁の破壊試験結果を踏まえ、設計実務で一般に使用される線形骨組みモデルに部分的な拡張を行った簡易解析モデルの構築により、既設 PC 上部構造の耐荷性能を評価する手法の検討を試みた。

- (1) 設計実務で一般に使用される骨組みモデルによる解析結果は、実験よりも最大荷重や荷重分配が極端に小さく評価される傾向にあることがわかった。
- (2) 破壊試験の結果から床板の間詰部が荷重の分配効果に寄与していると考えられたため、骨組みモデルの間詰部をシェル要素にてモデル化した拡張骨組みモデルについて解析を実施した結果、最大耐力については解析値は実験値に対し、1 割程度の範囲で推定できることがわかった。また、拡張骨組みモデルは実験よりも荷重分配の効果を比較的大きく見積もる傾向にある点を踏まえても、上部構造全体の挙動を従来の骨組みモデルよりも正確に推定できることがわかった。

6章「ケーブル破断を想定した PC 桁橋上部構造の応答特性の評価」では、5章で構築した拡張骨組みモデルを用いて、各主桁の損傷が進行し複数本のケーブルが破断した場合における活荷重荷重に対する安全余裕度や各主桁の荷重分配の変化などを把握することを試みた。

- (1) 耐荷性能の照査に関して、鋼材の破断量が最も多いケースにおいても、概ね弾性挙動を維持しており、最大活荷重倍率は活荷重に対し3 倍程度は確保されていた。また、鋼材の破断箇所が異なるような場合でも上部構造全体のなかで破断量が同一であれば、最大活荷重倍率は同程度であることがわかった。それらの解析結果を踏まえ、鋼材の破断量に対して耐荷性能の照査を満足するかどうかを容易に判定が可能な指標を整理した。このような指標の整理により、本橋と同構造形式であれば、鋼材の破断量により活荷重倍率の評価が可能であり、既設橋の構造性能の低下の影響を簡易に評価

することが可能になるものと考えられる。

- (2) 破壊プロセスに関しては、外桁あるいは中桁など損傷が一カ所に集中する場合には、断面力はそれに最も近い隣接桁（健全桁）に再分配され、健全桁が最初に最大耐力を迎える傾向にある一方で、外中桁損傷のように、損傷箇所が点在するような場合には、損傷桁どうしても断面力が再分配され、断面力の負担割合が大きく低下しないため、損傷桁が健全桁より早く最大耐力を迎える場合があることが明らかになった。
- (3) 本研究で構築した再現性の高い拡張格子モデルが既設橋の耐荷性能を評価する検証モデルとして有効である考え方を示した。具体には、既設橋の維持管理においては、経年劣化により損傷が深刻化した場合において、補修補強がどの程度が必要なのか、あるいは通行止めの可否の判断などのために、現状における上部構造の残存性能を定量的に評価することも求められる場合がある。そのため、このような検証モデルの活用により、これまで安全側の判断で架け替えと判断されていたものを適切に補強し、延命化させることの判断が可能になるものと考えられる。

7.3 今後の課題

PC 箱桁橋の耐荷性能評価に関しては、定着部付近でケーブル破断が生じた場合における耐荷力や破壊性状は概ね明らかになったものと考えられる。すなわち、桁スパン中央にグラウトが確実に充填されていることが前提であれば、定着部付近でケーブル破断が生じた場合においては、耐荷力は曲げによる影響が支配的であることが推定でき、破壊性状についても立体的効果の観点から概ね推定できることが明らかになったといえる。ただし、定着部付近とスパン中央付近等の異なる箇所と同時にケーブル破断が生じるような場合やグラウト充填範囲が異なってくる場合については、現状では耐荷力や破壊性状の推定が困難であるため、更なる検討が必要である。

PC 桁橋の耐荷性能評価に関しては、実橋の破壊試験の結果を踏まえ、設計実務で一般に使用される骨組みモデルを基本とした拡張評価モデルを構築し、設計荷重を漸増させることによる破壊安全性の評価や破壊までの過程を追跡できる方法を提案した。一方で、荷重を増大させるのではなく、死荷重などの永続荷重のみを載荷した状態で、仮想的に抵抗力を減少させていくことによって破壊プロセスを進展させる方法も考えられる。この場合は様々な劣化パターンを再現する必要があること、劣化の出現順序によって破壊のプロセスが異なってくること、また、無数の劣化パターンの中から最弱となる劣化パターンを見出すことが必要になる。今後は、拡張格子モデルを基本として、既設橋評価のための適切な載荷方法について検証と劣化のモデル化についても深度化させていくことが必要である。さらに、多くの事例を対象に本検討手法を実施し、その適用性を検証していく必要がある。

関連公表論文・報告書

1. 研究論文

(1) 査読付き論文

- 1) 吉田英二, 石田雅博, 西須稔, 清水宏一郎: 撤去予定の PC ポステン T 桁橋を活用した現地実橋耐荷力試験, プレストレストコンクリート工学会の発展に関するシンポジウム論文集, 2018.11.
- 2) 国富康志, 北野勇一, 吉田英二, 石田雅博: PC 橋の補修補強技術の高度化に関する研究, プレストレストコンクリート工学会の発展に関するシンポジウム論文集, 2018.11.
- 3) 吉田英二, 大島義信, 石田雅博, 服部篤史, 山本貴士, 高橋良和: 定着部付近におけるケーブル破断が PC 箱桁橋の耐荷性能に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.77, No.4, 210-229, 2021.
- 4) 吉田英二, 大島義信, 北野勇, 石田雅博, 山本貴士, 高橋良和: 実橋 PC 上部構造の載荷試験による破壊過程の考察と上部構造全体評価のための簡易解析手法の構築, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.78, No.4, 244-263, 2022.

(2) その他論文

- 5) 石田雅博, 大島義信, 吉田英二, 山口岳思, 渡辺 遼, 北野勇一, 國富康志: 旧築別橋における実橋耐荷力試験, 土木学会第 73 回年次学術講演会, 2018.8.
- 6) 石田雅博, 大島義信, 吉田英二: 内ケーブルの破断を模擬した PC 箱桁橋の残存耐力評価に関する実験的研究, 土木学会第 73 回年次学術講演会, 2018.8.

(3) 国内雑誌

- 7) 大島義信, 吉田英二, 石田雅博: ケーブル損傷を模擬した PC 箱桁橋の残存耐荷力評価: 土木技術資料, Vol.59, pp.32-35, 2017.9.
- 8) 大島義信, 吉田英二, 石田雅博: 既設 PC 橋上部構造の現地破壊試験: 土木技術資料, Vol.60, pp.48-51, 2018.12.

2. 研究報告書

- 1) 国立研究開発法人土木研究所・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査—, 共同研究報告書第 488 号, 2016.3.
- 2) 国立研究開発法人土木研究所・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋の性能評価および外ケーブル補強技術に関する研究—, 共同研究報告書第 520 号, 2020.12.

謝辞

本論文は、筆者が土木研究所構造物メンテナンス研究センターにおいて、ケーブル破断を想定した既設 PC 上部構造の破壊過程と耐荷性能評価に関する研究に携わってきた研究成果を 2018 年 10 月から在籍した、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程在学中にとりまとめたものです。この間、研究を遂行するにあたり多くの方々から貴重なご指導、ご支援、ご協力を賜りました。

本研究の論文をまとめるにあたりご指導・ご教示を賜りました京都大学大学院 高橋良和教授に心より感謝申し上げます。高橋先生には、当初私の指導教官であった河野先生が退官され、研究室の配属が決まっていなかったところ、後任の指導教官を心よく引き継いでいただき大変感謝申し上げます。また、学位論文をまとめるにあたり、様々な場面において懇切丁寧にご指導頂き、無事に本論文をまとめることができました。ここに改めて心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院 山本貴士教授、古川愛子准教授には、論文の審査において貴重なご意見とご助言を賜りました。ここに心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院名誉教授 河野広隆博士には、京都大学大学院都市社会工学専攻に入学した際の指導教官として、研究の遂行へのご指導のみでなく、研究に取り組む姿勢においても熱心なご指導を賜りました。ここに心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院 服部篤史教授には、本論文の取りまとめにあたり、貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに心より厚く御礼申し上げます。

株式会社ナカノフードー建設 大島義信博士には、博士課程に入学する研究機会を与えて頂いたことに始まり、本研究の遂行にあたり常に適切な助言を頂きました。また、実験の立案や分析方法など研究者としての基礎部分を大島博士に築いて頂いたと言っても過言ではありません。心より感謝申し上げます。

土木研究所構造物メンテナンス研究センター 石田雅博上席研究員には、研究業務の遂行にあたって多くの助言をいただくとともに、常に励ましの言葉をいただきました。ここに心より厚くお礼を申し上げます。

本論文のうち、4 章については、関係機関との共同研究として行われたものです。実橋 PC 桁橋の現地での載荷試験の実施に関して、川田建設株式会社 北野勇一氏、株式会社安部日鋼工業 國富康志氏をはじめとする、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会各位に、多大なご協力を頂きました。ここに心より厚くお礼を申し上げます。

研究室秘書の稲田紀子氏には、事務手続きなどについて大変お世話になりました。

また、ここにすべての方のお名前をあげることができませんが、これまで土木研究所構造物メンテナンス研究センターに所属された研究員、交流研究員など多くの方の議論やご協力ななければ本研究を完成させることができませんでした。ここに心より厚くお礼を申し上げます。

最後に、本論文をまとめるにあたって、著者を支えて協力してくれた家族に感謝致します。

令和 4 年 10 月 吉田 英二