プレテンション部材から延ばした PC 鋼材を用いた

プレストレス導入技術に関する研究

天谷 公彦

第1章	序論	1
1.1	本研究の背景	1
1.2	プレストレストコンクリート分野における生産性向上対策	3
1.	.2.1 プレキャスト工法の課題と活用	3
1.	.2.2 ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の概要	4
1.3	本研究の目的	5
1.4	本論文の構成	6
参考	今文献	9
第2章	既往の研究の整理	10
2.1	PC 鋼材の付着特性に関する研究	10
2.	.1.1 PC 鋼材の高性能化とプレテンション部材の付着特性に関する研究	10
2.	.1.2 PC 鋼材の付着応力と載荷速度の関係に関する研究	14
2.	.1.3 PC 鋼材の付着応力とすべり量の関係に関する研究	15
2.2	プレストレストコンクリート部材の耐久性に関する研究	19
2.	.2.1 持続応力下でのコンクリートの物質移動抵抗性に関する研究	19
2.	.2.2 エポキシ樹脂の物性に関する研究	23
2.	.2.3 HPC 構造の塩分浸透抵抗性を評価するうえでの課題と対応	
2.3	既往の研究を踏まえた本研究の課題	25
参考	专文献	27
第3章	プレストレス導入時の PC 鋼より線の付着挙動に関する研究	
3.1	本研究の背景と目的	
3.2	定着実験の概要	
3.	.2.1 供試体概要	
3.	.2.2 使用材料	
3.	.2.3 実験方法と測定項目	
3.3	定着実験の結果	
3.:	3.1 PC 鋼より線の引込量の測定結果	
3.	.3.2 定着長の算出結果	
3.4	プレストレス導入時の付着挙動の評価	
3.	.4.1 HPC 構造のプレテンション供試体の製作方法	

3.	4.2	付着応力-すべり量関係の算出方法	37
3.	4.3	付着応力-すべり量関係の算出結果	38
3.	4.4	プレストレス導入時の付着メカニズムに関する考察	40
3.5	本重	章の結論	42
参考	;文南	t	44
笛 4 音	重	緊張時の PC 鋼上り線の付差挙動に関する研究	45
л і —			10
4.1	本征	开究の背景と目的	45
4.2	冉學		45
4.	2.1	供試体および実験方法の概要	45
4.	2.2	使用材料	46
4.	2.3	測定項目	47
4.3	冉舅		47
4.	3.1	PC 鋼より線のひすみの分布	47
4.	3.2	PC 鋼より線の抜出し量の測定結果	49
4.	3.3		49
4.	.3.4 /#⊾≓	PC 鋼より緑の回転角の測定結果	51
4.4	供問	私体の解体調査	53
4.	4.1	解体調査の目的	53
4.	4.2		53
4.	4.3	日祝による観祭の結末	
4.	4.4	エハイン樹脂恢復の誤学の側と結果	
4.	4.5	供訊体から採取した ECF UHSP 温水乾湿裸返し実験の結果	
4.	4.0	件体調査のまとめ	
4.5	PC	調より稼の再発張時の竹看争動の評価	
4.	5.1	HPC 構造の供試体の超立実験の協委	
4.	5.2	hre 構造の世系成力伝	
4.	5.5	「11年17月(1)」, 、り里(3)関係の昇山相木	00
4.	4 		02
+.0	→~ 本→ 本→	4	04
19 - S	7 入巾	\[05
第5章	PC	鋼より線の付着メカニズムを考慮したハイブリッドプレストレストコンクリート	
	(]	HPC)構造の非線形 FEM 解析手法の確立に向けた研究	66
5.1	本研	研究の背景と目的	66
5.2	HP	C 構造の FEM 解析方法	66

5.3	PC	鋼より線の付着応力-すべり量関係の定式化	68
5.4	HP	C 供試体の組立実験の再現解析	70
5	5.4.1	解析方法	70
5	5.4.2	再現解析の結果	72
5.5	HP	C 構造の実物大プレテンションセグメントのひび割れ解析	74
5	5.5.1	実物大プレテンションセグメントの概要	74
5	5.5.2	解析方法	75
5	5.5.3	解析結果	77
5.6	本道	章の結論	79
参表	考文南	<i>է</i>	80
四 7 五		イブリュドプレストレストート(IDC)推進の位人がに広め	
舟 0早	方	ノリットノレストレストコンクリート (HPC) 構造の接合部近傍の	01
	塭	刀侵透抵犯性的研究	81
6.1	本研	研究の背景と目的	81
6.2	検討	対の概要	82
6	5.2.1	検討の目的と実験方法の概要	82
6	5.2.2	実験供試体の概要	82
6	5.2.3	実験方法の詳細と分析方法	84
6.3	再緊	緊張が塩分浸透抵抗性に与える影響の検討	87
6.4	接合	今面の有無および応力状態が塩分浸透抵抗性に与える影響の検討	89
6	5.4.1	曲げ荷重の載荷状況	89
6	5.4.2	接合部の塩分浸透状況	90
6	5.4.3	応力状態が塩分浸透抵抗性に与える影響の検討	93
6.5	本道	章の結論	95
参表	考文南	ŧ	96
第7章	ハ	イブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の活用方法に関する提案	97
7.1	本道	章の目的	97
7.2	HP	C 構造の主桁としての活用	97
7	7.2.1	HPC 構造の主桁の試設計の概要	97
7	7.2.2	HPC 構造の主桁の試設計方法	98
7	7.2.3	HPC 構造の主桁の試設計結果	100
7	7.2.4	HPC 構造の主桁の試設計の考察	101
7.3	HP	C 構造を用いた連続構造のプレテンション桁橋への活用	102
7	7.3.1	HPC 構造を用いた連続構造プレテンション桁橋の検討の概要	102
7	7.3.2	HPC 構造を活用した架け替え計画	103

7.3.3 HPC 構造を活用した連続構造プレテンション桁橋の試設計結果	104
7.3.4 HPC 構造を活用した連続構造プレテンション桁橋の試設計の考察	105
7.4 本章のまとめ	105
参考文献	106
第8章 結論	107
8.1 本研究で得られた結論	107
8.2 HPC 構造の今後の課題	112
8.3 PC 橋の維持管理・更新・新設における HPC 構造の活用シナリオ	113
8.3.1 PC 橋の現状	113
8.3.2 PC 橋の維持管理	114
8.3.3 PC 橋の補修・補強, 撤去・更新および新設における HPC 構造の活用シナリオ	116
参考文献	118
謝辞	119

第1章 序論

1.1 本研究の背景

わが国の人口は、2010年の1億2806万人をピークに減少傾向に転じ、同時に高齢化も進みつつある.2010年から2030年までの20年間、貴重な労働力である生産年齢人口は毎年1%近く減少していくと見込まれている.ここで、高度成長期(1956~1970年)の実質 GDP 成長率に着目すると、年平均で9.6%の成長が見られたが、この間の労働人口の伸び率は年平均1.4%程度であり、高度成長の大部分は生産性の向上がもたらしたものと考えられる.よって、人口減少の環境下でも生産性を向上させていけば経済成長を続けていくことは可能と考えられる.

建設投資と建設産業の就業者数の推移を図-1.1 に示す.わが国の建設投資は、平成4年度の約84兆 円をピークに減少傾向に転じ、平成22年度には約41兆円とピーク時の50%以下にまで落ち込んだ. その後は少しずつ増加する傾向にあり、令和3年度は約62.7兆円(ピーク時から約26%減)となる見 込みである.建設業就業者数は平成9年度の約685万人をピークに減少傾向に転じ、平成22年度に は約500万人(ピーク時から約27%減)となった.平成22年以降はほぼ横ばいで推移していたが、 令和に入り若干減少している.このように建設産業では、建設投資の減少率が就業者の減少率を上回 り労働力が過剰な状態が続いたため、省力化につながる建設現場の生産性向上が見送られてきた.

一方で近年では,建設投資の増加に相反して少子高齢化に伴う担い手不足が顕在化しており,労働 力過剰時代から労働力不足時代へと変化しつつある.現在,建設現場で働いている技能労働者約 340 万人のうち,およそ 1/3 にあたる約 110 万人が今後 10 年間で高齢化などの事由により離職する可能性 が高いと予測されており,10 年後には現在と同水準の生産性では建設現場が成り立たなくなるおそれ がある.



図-1.1 建設投資と建設産業の就業者数の推移^{1.1),1.2),1.3)}



図-1.2 プレストレスト・コンクリート建設業協会の受注実績の推移^{1.4}

プレストレスト・コンクリート建設業協 会の受注実績を図-1.2 に示す.プレストレ ストコンクリート (PC)の分野の受注実績 も建設投資と同様の推移を示している.受 注金額は平成 11 年度に 5,793 億円でピー クを迎えたのちに減少傾向に転じ,平成 22 年度にはピーク時の 37.5%にまで落ち込ん だ.その後,平成 23 年度以降は増加傾向に 転じ,平成 27 年度以降の受注実績は 3,000 億円を上回っている.令和 3 年度の受注実 績は,補修・補強分野の受注額の急増の影 響もあり,4,333 億円となった.受注実績の



図-1.3 産業別の就業者の年齢構成の推移^{1.5),1.6)}

内訳を分類すると,近年は補修・補強分野にて受注額が急増しているのに対し,ポストテンション工 法は平成18年以降2000億円前後でほぼ横ばいで推移し,プレテンション工法は年々受注額が減少す る傾向にある.

産業別の就業者の年齢構成の推移を図-1.3 に示す.建設産業は、全産業平均と比較して高齢化が進んでいる状況にある.2021年度の建設産業の55歳以上の就業者の割合は35.3%と、全産業平均の31.1%と比較しても高く、2002年度の24.8%より10.5%上昇している.また、建設産業の15~29歳の就業者数の割合は低く、2021年度は11.8%と全産業平均の16.5%を下回り、2002年度の19.1%より7.3%低下している.このように、建設産業では他の産業と比較しても少子高齢化の傾向が顕著となっている.

建設産業には、激甚化する災害に対する防災・減災対策や老朽化するインフラの戦略的な維持管理・ 更新、強い経済を実現するためのインフラの整備など、わが国の安全と成長を支えるための重要な役 割が期待されている. 今後、労力の大幅減少が避けられない建設産業において、これらの役割・使命 を果たしていくために,現場作業の生産性の向上,省人化,省力化技術が必要になると考えられる. 生産性向上は,延べ労働時間と生産量,すなわち生産額の比率であり,延べ労働時間を削減すること が生産性向上につながる.そのため,生産性向上には人手不足の解消以外にも,効率の良い施工方法 の構築,工期短縮による安全性の向上,コスト削減による賃金の上昇,労働環境の改善などの効果も 期待され,ひいては建設産業のイメージ向上,若手の担い手確保などにつながることも期待される.

1.2 プレストレストコンクリート分野における生産性向上対策

1.2.1 プレキャスト工法の課題と活用

PC 構造の分野において生産性を向上する手段の一つに、プレキャスト工法の活用が考えられる.工 場で製作されるプレキャスト部材は、設備の整った建屋内で製作されるため、高い品質を確保できる. また、工場に隣接する生コンプラントでコンクリートを製造するため、設計基準強度が 60 N/mm² を 超えるような高強度コンクリートの使用も可能となる.

プレキャスト PC 工法には、プレテンション工法とポストテンション工法があり、橋梁の架橋条件 に応じた構造形式が選定される.各工法の構造形式と支間長の概要を図-1.4 に示す.プレテンション 工法は、PC 工場にてプレストレスを導入することから、現場での緊張作業が不要となり施工性および 安全性に優れる.ただし、運搬上の制約から適用できる支間長が 24 m 以下に制限される.ポストテン ション工法は、分割されたプレキャストセグメント桁を運搬し、現場で緊張作業を行って一体化を図 る工法である.適用できる支間長は 25~45 m であり長支間の PC 橋にも対応できるが、導入するプレ ストレスも大きくなり、主ケーブルも大容量のものが用いられる.例えば、主ケーブルに 12S12.7 を 用いた場合、導入する緊張力は 1500 kN 程度に設定され^{1.8)}、約 220 kg の大がかりな緊張ジャッキと 煩雑な緊張作業が必要となる.よって、緊張作業の簡素化も生産性向上の一つの課題と考えられた.

これらの背景から、プレテンション構造を基本とし、プレテンション部材から延ばした PC 鋼より 線を用いて接続する部材にプレストレスを導入して一体化を図るハイブリッドプレストレストコンク リート(HPC)構造を提案した.本構造では、緊張作業はシングルストランドを対象とするため、30



図-1.4 PC 橋における構造形式と支間長の概要

kg 程度の小規模な緊張装置と簡易な緊張作業にてプレテンション桁の適用範囲を拡大できる.一方で, これまでにプレテンション部材から延ばした PC 鋼より線を再度緊張した事例は見られない.そこで 本研究では, HPC 構造の実現に向け, プレテンション部材から延ばした PC 鋼より線を用いた接続技 術の確立に向けた検討を行った.

1.2.2 ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の概要

HPC 構造を用いた主桁の概要図を図-1.5 に示す.一般的なプレテンション構造の主桁は,プレスト レスを導入した後に部材端部で PC 鋼材を切断し,桁端部に防錆処理を施したのちに主桁として用い られる.HPC 構造の主桁では,プレテンションセグメントから延びている PC 鋼材を所定の長さ分だ け残して切断し,マッチキャスト工法によりポストテンションセグメントを製作する.次に,各セグ メントを現場に運搬し,現場ヤードにてプレテンションセグメントをポストテンションセグメントに 引き寄せる.最後に,プレテンションセグメントから延ばした PC 鋼材を用いてポストテンションセ グメントにプレストレスを導入し,主桁の一体化を図る.

HPC 構造では、導入プレストレス量の増大、部材のスリム化および軽量化、塩化物イオンなどの劣 化因子の作用に対する抵抗性の向上を目的として、1S15.7の内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線(Epoxy Coated and Filled Ultra High Strength PC Strands: ECF UHSP)の使用を基本として考え た.1S15.7 ECF UHSP は、一般的なプレテンション構造に用いられる1S15.2と比較して、導入プレス トレスを28%程度大きくできる.また、主桁コンクリートには、設計基準強度 60~80 N/mm²程度の 高強度コンクリートの使用を想定した.これらの仕様により、HPC 構造の主桁は一般的なのセグメン ト桁と比較して、以下の利点が期待できる.

- ・ PC 鋼より線および主桁コンクリートに高強度の材料を使用することで、上部工断面のスリム化、 軽量化が期待できる.
- ・ 内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線および高強度コンクリートの使用により,水,酸素,

プレテンションヤグメント

 1515.7高強度PC鋼より線

 (1) プレテンションセグメントの製作

 メストテンションセグメント

 プレテンションセグメント

 ボストテンションセグメント

 (2) ポストテンションセグメントの製作・引き寄せ



(3) PC 鋼材の再緊張・一体化

図-1.5 HPC 構造を主桁に採用した場合の概要図

4

塩化物イオンなどの腐食因子の浸透に対する抵抗性が向上し、高い耐久性の確保が期待できる.

- HPC 構造は、プレテンションセグメントとポストテンションセグメントで PC 鋼材本数の変更が可能である。前者には支間中央部の応力状態を満足するために必要な PC 鋼材を、後者にはセグメント継目部の応力状態を満足するために必要な PC 鋼材を配置することで、合理的な PC 鋼材の配置が可能となる。
- ・ PC 鋼材の再緊張を行う際, PC 鋼より線とコンクリートの付着が確保されているプレテンション セグメントの中央部ではプレストレス量は変化しない.よって,再緊張時はセグメント継目部に おいて所要のプレストレスを確保することが目標となり,緊張管理の簡素化が期待できる.
- PC 鋼材の再緊張作業は、プレテンションセグメントから延ばしたシングルストランドを対象として実施するため、小型の緊張ジャッキによる比較的簡易な緊張作業でプレテンション構造の適用範囲を拡大でき、現場作業の省力化・省人化が期待できる。

1.3 本研究の目的

本研究で提案する HPC 構造では, PC 鋼材配置の自由度の確保,導入プレストレスの最大化,および PC 構造物の長寿命化を目的として,1S15.7 ECF UHSP の使用を基本に考えている.ただし,これまでに1S15.7 高強度 PC 鋼より線をプレテンション構造に適用した実績はなく,1S15.7 ECF UHSP のプレテンション構造への適用にあたっては、プレストレス導入時の付着特性の評価が必要となる.さらに,HPC 構造においてポストテンションセグメントを接続する際には、プレテンション部材から延ばした PC 鋼より線を再緊張する必要がある.この際,再緊張時の PC 鋼材の付着挙動を詳細に評価する必要があると考えられる.また、プレキャスト PC 構造の接合部は、一体打ち構造の PC 部材と比較して耐久性上の弱点になりうることが指摘されている.一方で、部材の接合部を起因する PC 構造物の損傷事例は、初期欠陥などにより所要の品質が確保できていないことが一因である可能性も考えられる.そこで、HPC 構造の活用には、実構造物の応力状態に即した条件で HPC 構造の接合部近傍の物質移動抵抗性を評価することが必要と考えた.

これらのことから、本研究では「プレストレス導入時の付着挙動の評価」、「プレテンション部材から延ばした PC 鋼材の再緊張時の付着挙動の評価」、「HPC 構造の接合部近傍の耐久性の評価」を主たる目的として検討を行うこととした.

プレストレス導入時の付着挙動を評価した研究は、これまでに数多く報告されているが、主として 普通 PC 鋼より線を対象としており、高強度 PC 鋼より線や ECF ストランドを対象とした知見は少な い.また、ECF ストランドの付着応力は、被覆のない PC 鋼より線と比較して大きくなることが報告 されているが^{1.9)}、これは「JSCE-E 736 内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線試験方法--引抜 き試験--」の結果によるものと推測される.この試験では、一辺の長さが 150 mm の立方体の断面中 心に ECF ストランドを配置したコンクリート試験体を製作し、突出した ECF ストランドに引抜き力 を加えて自由端側のすべり量が一定値に達したときの付着応力を測定している.すなわち、ECF スト ランドとコンクリートの界面がすべり始めるまでの付着力を評価しているものと考えられる.実際の プレテンション構造においては、界面の付着力(以下、粘着力)のほかに PC 鋼材の機械的な付着力 が生じていると考えられ、これらの作用を複合して付着特性を評価する必要がある.そこで本研究で は、1S15.7 高強度 PC 鋼より線を用いたプレテンション供試体にてプレストレス導入実験(以下、定 着実験)を実施し、PC 鋼より線の付着挙動を確認することとした.さらに、定着実験の結果をもとに 1S15.7 高強度 PC 鋼より線のプレテンション構造への適用性の評価とプレストレス導入時の付着機構の解明を目指した.

HPC 構造では、ポストテンション部材にプレストレスを導入する際に、プレテンション部材から延 ばした PC 鋼より線を再度緊張する必要がある.このとき、プレテンション部材の定着区間では、プ レストレス導入時に PC 鋼材とコンクリート界面の粘着層が破壊されていると考えられる.また、PC 鋼より線の付着メカニズムは、プレストレス導入時と再緊張時で異なることが想定される.再緊張時 には、プレテンション部材に一旦定着された PC 鋼より線に対して、コンクリートから引き抜くよう な力を作用させることから、コンクリートの組織やエポキシ樹脂被覆に微細な損傷が生じる可能性が 懸念される.そこで、プレテンション供試体から延ばした PC 鋼より線を再度緊張する実験(以下、 再緊張実験)を実施し、再緊張時の PC 鋼より線の付着挙動の評価と付着メカニズムの解明を目指す とともに、再緊張作業が PC 鋼より線周辺のコンクリート組織やエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能に 与える影響を評価した.

通常のプレテンション桁では、PC 鋼材の付着が不完全である定着区間は、活荷重の影響の小さい主 桁端部に位置する.一方でHPC 構造の主桁は、プレテンションセグメントの両端にポストテンション セグメントを接続して構成される.そのため、主桁の構造諸元によっては定着区間にも一定レベルの 活荷重による曲げモーメントが作用することが想定され、定着区間の応力状態を一定の精度で推定す る手法の確立が求められる.また、再緊張時にはプレテンション部材から PC 鋼材の抜出しが生じる ことが想定され、この影響を考慮した緊張管理が必要となる.これらのことから、HPC 構造の実現に は、一連の製作サイクルにおける定着区間の PC 鋼より線のひずみ挙動を一定の精度で推測する必要 があると考えられた.そこで、定着実験および再緊張実験から得られた知見をもとに、定着区間の PC 鋼材の挙動を解析的に再現する手法の確立を試みた.

プレキャストセグメント工法においては、継目部が耐久性上の弱点となりうることが指摘されてい る.この対策の一つとして、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では、 セグメントの接合部にエポキシ樹脂等の遮蔽材を用い、接合面からの腐食因子の浸入を防止すること としている^{1.10}.エポキシ樹脂は高分子材料であり、分子構造が緻密であることから、高い塩分浸透 抵抗性が期待できる.また、エポキシ樹脂系の接着剤は、コンクリートの引張強度以上の接着強さが 期待できる材料も市販されている.これらのことから、一定レベルの応力条件下であればセグメント 継目部は一体打ちのコンクリートと同等以上の物質移動抵抗性を発揮する可能性もあると考えられる. そこで、応力状態をパラメータとした HPC 構造の供試体の塩水浸せき実験を行い、接合部付近の物質 移動抵抗性を実験的に評価することとした.また、先に述べたように、HPC 構造において PC 鋼より 線を再緊張する際、定着区間において PC 鋼材のすべりに伴うコンクリート組織の微細な損傷が懸念 される.そこで、再緊張時にすべりが生じた部位についても塩水浸せき実験を行い、再緊張作業がか ぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性に与える影響について評価することとした.

最後に、本研究の成果で得られた知見をもとに HPC 構造の試設計を行い、HPC 構造の実構造物への活用方法を提案するとともに、HPC 構造の特徴と課題の整理を行うこととした.

1.4 本論文の構成

本論文の構成を図-1.6に示す.本論文は8章で構成される.

「第1章 序論」では、本研究の背景、本論文で対象とする HPC 構造の概要、本論文の構成につい

て示す.

「第2章 既往の研究」では、本研究に関する既往の研究および関連規準類について整理し、提案 する HPC 構造の実現のために必要な課題をまとめた.本研究に関連する研究として「プレストレス導 入時の付着特性に関する研究」、「PC 鋼材の付着挙動と付着応力-すべり量関係に関する研究」、「持続 荷重下でのコンクリートの物質移動抵抗性に関する研究」に着目した.また、HPC 構造の実現に向け て、プレストレス導入時の付着挙動の評価、再緊張時の付着挙動の評価、HPC 構造の非線形 FEM 解 析手法の確立、セグメント接合部の塩分浸透抵抗性の評価の4つを本研究の主たる課題とした.

「第3章 プレストレス導入時の PC 鋼より線の付着挙動に関する研究」では、設計基準強度 40~80 N/mm²のコンクリートと高強度 PC 鋼より線を組み合わせたプレテンション供試体を製作し、1S15.7 高強度 PC 鋼より線のプレテンション構造への適用性について検討した. さらに、HPC 構造の供試体 を製作し、プレストレス導入時の付着応力-すべり量関係を求め、PC 鋼より線の付着メカニズムにつ



図-1.6 本論文の構成

いて考察した.

「第4章 再緊張時の PC 鋼より線の付着挙動に関する研究」では、設計基準強度 40,60,70,80 N/mm²のコンクリートと高強度 PC 鋼より線を組み合わせたプレテンション供試体の再緊張実験を行い、HPC 構造の実現性を検討した.さらに、再緊張実験に供した供試体を解体し、再緊張作業が PC 鋼より線周辺のコンクリート組織およびエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能に与える影響について評価した.また、HPC 構造を模した供試体を製作して再緊張時の付着応力-すべり量関係を求め、PC 鋼より線の付着メカニズムについて考察した.

「第5章 PC 鋼より線の付着機構を考慮したハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の非線形 FEM 解析手法の確立に向けた研究」では、第3章および第4章の検討で得られた付着応力-すべり量関係を定式化し、PC 鋼より線の付着を表現するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフト DIANA^{1.11)} に導入することで、HPC 構造の FEM 解析手法の確立を試みた.さらに、HPC 構造の供試体の組立実験の再現解析と 1S15.7 ECF UHSP を用いた実物大のプレテンション桁製作時の再現解析を行い、FEM 解析手法の妥当性を検証した.

「第6章 ハイブリッドプレストレストコンクリート (HPC)構造の接合部近傍の塩分浸透抵抗性の 研究」では、HPC構造の供試体を製作し、プレテンションセグメントの塩水浸せき実験を行った.所 定の期間経過後、再緊張時に PC 鋼より線にすべりが生じた箇所とすべりが生じていない箇所から分 析試料を採取して EPMA 分析を行い、再緊張時の PC 鋼より線のすべりがコンクリートの塩分浸透抵 抗性に与える影響について考察した.さらに、HPC 構造の供試体と一体打ち構造の供試体を製作し、 曲げ荷重を載荷して応力状態をパラメータとした塩水浸せき実験を行った.所定の期間経過後、HPC 構造の接合部と一体打ち構造の供試体の支間中央部から試料を採取し、EPMA 分析を行うことで塩分 浸透抵抗性の差異を評価した.

「第7章 ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の活用方法に関する提案」では、HPC構造を主桁として用いたケース、およびプレテンション桁の上縁から延ばした PC 鋼より線を用いて多径間の連続構造としたケースを想定して試設計を行い、HPC構造の活用方法、特徴および 課題について整理した.

「第8章 結論」では、本研究で得られた結論および今後の課題について総括した.また、PC 橋の 維持管理に関する現状を述べたうえで、本研究で提案する HPC 構造の活用シナリオを提案し、本研究 のまとめとした.

8

【参考文献】

- 1.1) 国土交通省:建設投資見通し(URL:https://www.e-stat.go.jp/stat-search/file-download?statInfId=0 00032129261&fileKind=4) 2022.9 現在, 2022
- 1.2) 総務省:労働力調査,第10回改定日本標準産業分類別就業者数,(URL:https://www.stat.go.jp/ data/roudou/longtime/zuhyou/lt05-02.xls) 2022.9 現在,2022
- 1.3) 総務省:労働力調査,第12・13回改定日本標準産業分類別就業者数(URL:https://www.stat.go.jp/data/roudou/longtime/zuhyou/lt05-05.xlsx) 2022.9 現在, 2022
- 1.4) 一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会:受注実績(URL: https://www.pcken. or.jp/pubinfo/jisseki/jyuchu/) 2022.9 現在, 2021
- 1.5) 総務省:労働力調査,年齢階級,産業別就業者数(2007年度~)-第12・13回改定産業分類による(URL:https://www.e-stat.go.jp/dbview?sid=0003009214)2022.9現在,2022
- 1.6) 国土交通省:国土交通白書(URL:https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/r01/hakusho/r02/html/n1113 000.html)
- 1.7) 橋梁等のプレキャスト化及び標準化による生産性向上検討委員会:コンクリート橋のプレキャ スト化ガイドライン,2018
- 1.8) 社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレスと緊張管理, p.27, 2011.3
- 1.9) 土木学会:「新しい内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線「ECF ストランド」」に関する 技術評価, pp.191-222, 2017
- 1.10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, pp.337-339, 2017
- 1.11) DIANA FEABV: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, release 10.3

第2章 既往の研究の整理

本研究は、プレテンション部材から延ばした PC 鋼材を用いて接続する部材にプレストレスを導入 して一体化を図る「ハイブリッドプレストレストコンクリート (HPC)構造」の実現を目指している. そのためには、プレストレス導入から再緊張までの一連のサイクルにおける付着特性の評価が必要と なる.また近年では、インフラストラクチャーの整備においても持続可能性が重視されている.そこ で、HPC構造の部材接合部近傍に着目して物質移動抵抗性を評価し、HPC構造の耐久性の評価に必要 なデータを蓄積する必要があると考えた.

これらのことから,本研究に関連する研究として,「プレストレス導入時の付着挙動に関する研究」, 「PC 鋼材とコンクリートの付着特性に関する研究」,「プレストレストコンクリート部材の耐久性に 関する研究」が挙げられる.本章では,これらの既往の研究の個々の内容を整理し,現在までに得ら

関する研究」が挙げられる。本単では、これらの就住の研究の個々の内容を整理し、現在 れた知見を整理した上で、本研究の課題・検討内容について取りまとめる。

2.1 PC 鋼材の付着特性に関する研究

2.1.1 PC 鋼材の高性能化とプレテンション部材の付着特性に関する研究

(1) PC 鋼材の高性能化に関する研究

プレテンション工法には、一般的に設計基準強度 50 N/mm²のコンクリートと 7 本撚りの PC 鋼より 線が用いられる.日本工業規格では、「JISA 5373 プレキャストプレストレストコンクリート製品」の 付属書 2^{2.1)} にて、構造形式、活荷重の種類、支間長に応じた標準的な断面を示しており、導入するプ レストレス量に応じて 1S12.7、1S15.2 の PC 鋼より線を使い分けている.

一方で近年では、プレテンション構造の更なる軽量化や用途の拡大を目的として、設計基準強度が 50 N/mm²を超える高強度コンクリートも用いられている。例えば高強度コンクリートを用いること で、部材断面のスリム化・軽量化が可能となり、同時に使用材料の削減、現場作業や運搬の省力化な どの効果も期待できる。また、高強度コンクリートの使用により PC 鋼材との付着強度が増加し、よ り短い定着長でプレストレスの導入が可能となる^{2.2),2.3),2.4)}.ただし、高強度コンクリートの利点を 最大限に活用するには、導入プレストレスを大きくするための取組みが必要となる。

導入プレストレスを大きくする方法として,より太径の PC 鋼材や JIS G 3536 の規定される PC 鋼材 (以下,普通 PC 鋼材)よりも強度を高めた高強度 PC 鋼材^{2.5),2.6)}の使用が考えられる. 1S15.2 よりも太径の PC 鋼より線としては,1S17.8,1S19.3,1S21.8,1S28.6 が考えられる.ただし,これらの



(a) 7本より PC 鋼より線(1S9.3, 1S12.7, 1S15.2, 1S15.7)



(b) 19本より PC 鋼より線(1S17.8, 1S19.3, 1S21.8, 1S28.6)図-2.1 PC 鋼材の種類と断面形状

PC 鋼材の種類	公称径 mm	公称断面積 mm ²	0.2%永久伸びに 対する試験力	最大試験力	伸び	リラクセーション値
1S15.2 SWPR7BL	15.2	138.7	222 kN 以上 (1600 N/mm ² 以上)	261 kN 以上 (1882 N/mm ² 以上)	3.5%以上	2.5%以下
1S15.7 UHSP	15.5	150.0	285 kN 以上	335 kN 以上	2.5.0(1)1.1	2.5%以下
1S15.7 ECF UHSP	15.7	150.0	1900 N/mm ² 以上	2233 N/mm ² 以上	3.3%以上	6.5%以下

表-2.1 普通 PC 鋼より線と高強度 PC 鋼より線の材料特性

太径の PC 鋼より線は図-2.1 に示すように 3 層構造の 19 本撚りのものが主流となっており, プレテン ション構造に用いた場合は芯線のすべりが懸念される^{2.2)}.この対応として, PC 鋼より線の表面に凹 凸を設けたインデント加工を施して付着特性を改善する手法が考えられる.既往の研究にて,インデ ント加工を施した 1S21.8, 1S28.6 にて定着実験を行い,プレストレス導入時の付着特性の改善に効果 があることが確認されている^{2.2),2.7)}.ただし,太径の PC 鋼より線を用いる場合は, PC 鋼材相互の 空き^{2.8)}を確保する必要があり,主桁の断面形状によっては配置できる PC 鋼材本数が減少することに 留意する必要がある.

導入プレストレスの増加への対応として,前述した高強度 PC 鋼より線のプレテンション工法への 適用性を検討した研究も報告されている^{2.2)}.高強度 PC 鋼材は,普通 PC 鋼材よりも C, Si の含有量 を高め,さらに Cr を添加し,原料線材の強度を高めることで PC 鋼より線の高強度化を図っている ^{2.5)}.普通 PC 鋼材と高強度 PC 鋼材の材料特性を表-2.1 に示す.表中には,本研究で対象とする 1S15.7 の被覆無の PC 鋼材と ECF ストランドも併せて示している.高強度 PC 鋼材は,普通 PC 鋼材よりも 20%程度高強度化を図っており,さらに公称径を 15.7mm に太径化することで,PC 鋼材一本あたりの 導入プレストレスを約 28%高めることができる.また,主桁の断面形状を大きく変更することなく, 1S15.2 の PC 鋼材を用いた場合と同等の本数の PC 鋼材の配置が期待できる.

近年のプレテンション工法への取組みとして,高耐久化に向けた改良も進められており,例えば東 北地方のように塩害に対して厳しい環境下では内部充てん型エポキシ被覆 PC 鋼より線 (Epoxy Coated and Filled Strand:以下,ECF ストランド)^{2.9,2.10,2.11}がプレテンション桁(以下,高耐久 PC 桁) に採用されている^{2.12),2.13}. ECF ストランドは,エポキシ樹脂で PC 鋼より線の表面を被覆し,さら に素線間の隙間を充填した PC 鋼より線であり,高い防食性能を有している. ECF ストランドには表 面性状の異なる標準型と付着型があり,標準型は,エポキシ樹脂からなる平滑な表面を持ち,外ケー ブルなどの付着を期待しない用途に使用される.付着型は,コンクリートとの付着性を向上させるた め,標準型の表面に硅砂などのグリッドを埋め込んでおり,プレテンション工法や内ケーブルなど付 着を期待する用途に用いられている.

(2) ECF ストランドのプレテンション構造への適用に向けた研究

付着型の ECF ストランドをプレテンション構造に用いた場合,被覆無の PC 鋼より線と比較して付 着強度が向上することが報告されている^{2.9,2.10)}.一方で,付着力が増加する影響でプレストレス導 入時に桁端部において局部応力の発生が懸念されるとの報告もある^{2.12),2.13)}.一般社団法人 プレス トレスト・コンクリート建設業協会 東北支部は,プレテンション方式の中空床版橋の BS22 を対象と し,被覆無しの PC 鋼より線と ECF ストランドを想定して定着長をそれぞれ 65¢,40¢としたケースで FEM 解析を行っている.解析の結果,桁端部に発生する引張応力は,定着長を 65¢としたケースで 2.25 N/mm²であったのに対し,40¢としたケースでは 3.18 N/mm²となり,局部応力によるひび割れの発生



図-2.2 引抜き試験(JSCE E 516)の結果^{2.9)} 図-2.3 引抜き試験(JSCE E 736)の結果^{2.10)}

が懸念される結果となった.そこで、コンクリートとの付着を無くしたボンドコントロール鋼材の本 数を通常よりも多く配置することで、桁端部の引張応力を調整することとしている.

田中らは、プレテンション方式の T 桁橋を対象とし、 ECF ストランドを想定して定着長を 40¢としたケースで FEM 解析を行い、主桁端面に発生する引張応力を推定している^{2.13)}.解析の結果、桁端部にひび割れ発生応力の限界値 2.45 N/mm²を超える引張応力 3.45 N/mm²が発生したため、ボンドコントロール鋼材を配置し、桁端部の引張応力が限界値以下となるように対策を講じている.

HPC 構造では、高強度 ECF ストランドの使用を前提としていることから、プレテンション部材の 端部により大きな局部応力が発生することが懸念され、この対応が課題になると考えられる.参考と して、文献 2.9)、2.10) に示される付着試験の結果をそれぞれ図-2.2、図-2.3 に示す. 図中の縦軸の付 着強度は、すべり量が所定の値に達したときの荷重値より算出している. 文献 2.9) では JSCE-E 736 に準じて 1S12.7 および 1S15.2 の普通強度 PC 鋼より線を,文献 2.10)では JSCE-E 516 に準じて 1S9.3、 IS12.7、IS15.2、IS17.8 の普通強度 PC 鋼より線および IS15.7 高強度 PC 鋼より線を対象とし、それぞ れの径にて被覆無しのものと ECF ストランドの引抜き試験を実施している. 引抜き試験の結果、いず れの径においても ECF ストランドの方が付着応力は大きい傾向にあるが、測定値のばらつきも ECF ストランドの方が大きくなった. 付着型の ECF ストランドの付着力は、グリッドの粒径、密度、エポ キシ樹脂被覆の断面形状などの影響を受けるとされており^{2.9}、グリッドの分布特性が付着応力のば らつきに影響していると推測される.

(3) プレストレス導入時の定着特性に関する研究

PC 鋼材の付着特性が、プレストレス導入時の構造物の応力状態に与える影響を明確にするには、定 着長を一定の精度で推定することが有効と考えられる.これまでに、プレストレス導入時の定着長の 推定式は、国内外の機関や研究者から提案されている.主な定着長の算定式を表-2.2 に示す.AASHTO ^{2.15)} および ACI^{2.16)} の規準では、3本撚りまたは7本撚りの PC 鋼より線を対象とし、有効プレストレ スおよび PC 鋼材の公称径を関数とした定着長の推定式が提案されている.これに対し Russell らは、 1S12.7 および 1S15.2PC 鋼より線を配置した長さ 12.5 m の実物大のプレテンション方式の T 桁にて定 着長を測定し、データのばらつきを基に係数を調整してより安全側の推定式^{2.17)} を提案している. Shahawy らは、1S12.7 および 1S15.2PC 鋼より線を配置した長さ 12.5 m の実物大のプレテンション方 式の T 桁にて定着長を測定し、導入プレストレスと PC 鋼より線の径の関数とした定着長の算出式^{2.18)} を提案している. Mitchell らは、1S9.5、1S12.7、1S15.7 の PC 鋼より線を用いてコンクリート強度をパ

出典	算 出 式	備考		
JSCE ^{2.14})	$L_t = 65d_b$	<i>L_t</i> :定着長 (mm)		
AASHTO ^{2.15)} /ACI ^{2.16)}	$L_t = 0.048 f_{se} \cdot d_b$	d_b :鋼材径(mm) $f_{se}: 有効プレストレス(N/mm2)$		
Eurocode CEB-FIP, C90	$L_t = \alpha_8 \cdot \alpha_9 \cdot \alpha_{10} (A_{ps} \cdot \pi \cdot d) (f_{si}/f_{bpd})$	f _{si} :導入時プレストレス (N/mm ²)		
Russell and Burns ^{2.17)}	$L_t = 0.072 f_{se} \cdot d_b$	f' _{ci} :導入コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)		
Shahawy, Issa and Burns ^{2.18)}	$L_t = 0.048 f_{si} \cdot d_b$	α ₈ :応力解放の速度の係数		
Mitchell, Cook, Khan and Tham ^{2.19)}	$L_t = 0.048 f_{si} \cdot d_b \sqrt{20.684/f_{ci}'}$	α ₉ :鋼材周辺の応力状態の係数 α ₁₀ :鋼材の表面状態の係数		
Zia and Moatafa ^{2.20)}	$L_t = 1.3 \frac{f_{si}}{f_{ci}'} d_b - 58.42$			

表-2.2 国内外の規準の定着長算出式

ラメータとして定着実験を行い,コンクリート強度の影響を考慮した定着長の算出式^{2.19)}を提案して いる. Zia らは,より広い範囲のコンクリート強度(約11~78 N/mm²)をパラメータとして定着実験 を行い,線形回帰による定着長の算定式を提案している^{2.20)}.また,Eurocode では,PC 鋼材の断面 積,導入プレストレス,コンクリート強度,プレストレス導入の速度,鋼材周辺の応力状態,鋼材の 表面状態を考慮した式が提案されている.

國富らは,設計基準強度 50 N/mm²のコンクリートに,7本撚り PC 鋼より線の 1S9.3, 1S15.2 および 19 本撚りの 1S21.8, 1S28.6 を配置したプレテンション供試体にて実験的に定着長を求め,これらの算出式を用いた推定値との比較を行っている^{2.7)}.その結果,定着長の実測値と推定値の差は大きく,各推定式によって算出される値もばらつく結果であった.この理由として複数の要因が考えられるが,定着長は PC 鋼材の種別と径,導入プレストレスの大きさ,PC 鋼材の表面状態,PC 鋼材周辺のコンクリートの強度と一体(密着)性,コンクリートかぶり,プレストレスの導入速度の影響を受けることが報告されており^{2.7),2.15)~20)},実験条件の差が影響していると考えられる.また,これらの推定式はいずれも被覆のない PC 鋼より線を対象としたものであることから,ECF ストランドを対象とした定着長の推定する手法の確立も望まれる.

(4) プレテンション部材の付着特性評価の課題と対応

これらの既往の知見より、本研究では実際の HPC 構造を想定してコンクリート強度などのパラメ ータを設定し、プレストレス導入時の付着特性の評価を進めることとした.また、HPC 構造では 1S15.7 ECF UHSP の使用を基本に考えていることから、プレストレス導入時の局部応力への配慮が必要にな ることが想定される.その一方で、現在提案されている定着長の推定式は様々な条件に左右されるこ とから、既往の知見のみを参考に付着特性の推定精度を確保することは困難であると考えられる.

そこで本研究では、実状に即した条件での実験結果から PC 鋼材とコンクリートの付着特性を評価 するとともに、付着応力-すべり量関係を求め FEM 解析に反映することを考えた. 定着長の推定に関 する既往の研究の文献調査から得られた知見をもとに、2.1.2 では「載荷速度が付着特性に及ぼす影 響」に関する研究について、2.1.3 では「鋼材の付着応力-すべり量関係」に関する研究について整理 する.

2.1.2 PC 鋼材の付着応力と載荷速度の関係に関する研究

既往の研究にて, PC 鋼材や鉄筋などの鋼材とコンク リートの付着強度は,載荷速度の影響を受けることが報 告されており,一般的に動的な付着強度は静的な付着強 度よりも大きくなる傾向にあることが知られている.そ のため, HPC 構造のプレストレス導入時および再緊張時 の付着特性の評価には,緊張力を与える速度を適切に設 定する必要がある.

Mindess らは、重錘落下により鉄筋の引抜きまたは押 抜き実験を行い、動的な最大付着力が静的の 2~3 倍に なると報告している^{2.21)}.石本らは、ねじふし鉄筋を対 象とし、載荷ひずみ速度をパラメータとした引抜き実験 を実施し、付着強度に与える影響を評価している^{2.22)}. 試験体は、自由端すべりが生じないように定着長を約 24Dとした片引き試験とし、載荷ひずみ速度は、衝撃相 当(1.2×10^{-2} /s)、地震荷重相当(4.5×10^{-3} /s)、静的試験 相当(1.7×10^{-6} /s)、一般的な静的試験よりも遅い速度(5.5×10^{-7} /s, 2.1×10^{-9} /s)を想定して与えている。検討の結 果、鉄筋とコンクリートの付着応力-すべり量関係は載荷 速度の影響を受けること(**図**-2.4)、載荷速度と最大付着 応力の関係は、載荷速度の対数に対して直線的に変化す ることを報告している。

圓林らは、図-2.5 に示す 1S9.3PC 鋼より線および ϕ 9の PC 異形鋼棒を配置した供試体を製作し、載荷速度および PC 鋼材周辺のモルタル強度が付着強度に与える影響を 考察している^{2.23)}.検討の結果、図-2.6 に示すように、 引抜き力を負荷した際のひずみ速度が高速載荷(10⁻¹~ 10⁰/sec)になると、付着強度は静的載荷時の約2倍とな ることが報告されている.

近藤は, 図-2.7 に示すように引抜き実験の供試体の側 面にスリットを設けることで2つの破壊モード(抜出し モード,割裂モード)を調整し,付着区間の長さおよび 載荷速度(I:0.004 mm/min, II:0.2 mm/min, III:10 mm/min, IV:500 mm/min)が付着強度に与える影響を評 価している^{2.24)}.実験の結果,いずれの破壊モードにおい ても,載荷速度が速いほど付着応力が大きくなる傾向が 得られている(図-2.8).なお,引抜きモードの方が,載 荷速度が最大付着応力に与える影響は若干大きくなった.



図-2.4 鉄筋の付着応力-すべり量関係^{2.22)}



図-2.5 付着実験の供試体図^{2.23)}



図-2.6 PC 鋼より線の付着応力-すべり量 関係^{2.23)}



付着応力とすべり量の関係は、破壊モードによって傾向が異なった. 抜出しモードで破壊したケー



図-2.8 付着応力とすべり量の関係^{2.24)}

スではすべり量の増加とともに付着応力も増加し,最大付着応力以降はすべり量の増加に伴い緩やか に付着応力が減少する傾向を示した.一方で,割裂モードで破壊したケースでは,すべり量の増加に 伴い,付着応力が平方根関数の形状で増加する傾向を示した.最大付着応力は,割裂モードの方が載 荷速度の影響を大きく受ける傾向であった.

本研究で対象としている HPC 構造において、プレテンション部材のプレストレス導入時および再 緊張時のひずみ速度は 10 µ/sec 程度であると想定され、これは静的載荷に準じた速度となる.本研究 においても、適切に付着強度を評価するために実状に即した速度で付着特性に関する実験を行う必要 がある.

2.1.3 PC 鋼材の付着応力とすべり量の関係に関する研究

HPC 構造の挙動を, FEM 解析を用いて評価するには, コンクリートと PC 鋼より線の付着挙動を把 握する必要がある.一般に,付着を表現する構成則は,付着応力とすべり量の関係で示され,これま でにいくつかの付着構成則が提案されている.そこで本節では,鉄筋および PC 鋼材の付着応力とす べり量の関係に関する既往の研究について整理し,HPC 構造に適用する際の課題について述べる.

(1) 異形棒鋼の付着応力とすべり量の関係

鋼材とコンクリートの付着応力(τ)-すべり量(S)関係を定量的に評価した研究としては,島らが 異形鉄筋を対象として引抜き試験を PC 鋼より線を対象とした研究^{2.25)}がある.島らは,異形鉄筋の

引抜き時の縦ひび割れの影響を排除するために、マッシ ブなコンクリート供試体(図-2.9)に鉄筋を配置し、鉄筋 径、コンクリート強度および鋼材のひずみと、すべり量 に関わる境界条件をパラメータとして引抜き実験を行っ ている.この実験の結果から、式(2.1)に示す異形鉄筋 のr-S関係を提案している.

$$\tau = 0.9 f_c^{\prime 2/3} \left(1 - e^{-40S^{0.6}} \right) \tag{2.1}$$

ここで, τ :付着応力 (MPa)

 f_c' : コンクリート強度 (MPa)

s := *S*/*D*, *S* はすべり量, *D* は鉄筋径 (mm) ただし, 異形鉄筋の付着はふしによる機械的付着が支



配的であり、本研究で対象とする PC 鋼より線の付着とは付着機構が異なると考えられる.また、式 (2.1) は異形棒鋼に引抜きの力を付与した時の関係を表している.プレテンション部材にプレストレ

スを導入する際には,緊張力の解放に伴う鋼材の膨張に よる支圧力の増加の影響が大きいことが報告されてお り^{2.7)},引き抜き試験と異なる付着挙動を示すと推測さ れる.

(2) PC 鋼より線の付着応力とすべり量の関係

PC 鋼より線の付着挙動に関する研究として, 是永ら ^{2.26), 2.27), 2.28)}の研究がある. 是永らは, シース内に PC 鋼より線を配置してグラウトを充填した供試体(図-2.10)にて引抜き実験を行っている^{2.26)}.実験のパラメ ータ PC 鋼より線の種類(1S12.7, 1S15.2, 1S17.8)とグ ラウトの強度とし,式(2.2)~(2.4)に示す PC 鋼より 線の_{τ-S}関係を提案している.

(1)
$$0 \leq S \leq S_{\tau_{max}}$$
の場合
 $\tau/\tau_{max} = 2 \cdot S/S_{\tau_{max}} - (S/S_{\tau_{max}})^2$ (2.2)

(2)
$$S_{\tau_{max}} \ge S \ge S_u O$$

 $\tau / \tau_{max} = 1.25 - 0.25 \cdot S / S_{\tau_{max}}$ (2.3)

(3)
$$S \ge S_u$$
の場合
 $\tau/\tau_{max} = 0.5$ (2.4)

ここで,
$$\tau_{max}$$
:付着応力の最大値 (N/mm²)
 S_u : τ/τ_{max} が 1/2 となる点の S (mm)
 τ_{max} の算出式として,式 (2.5)を提案している.

 $\tau_{max} = 0.602 \cdot \alpha \cdot {}_G \sigma_B^{1/2} \tag{2.5}$

ここで, _{*G*}σ_B: グラウト材の強度 (N/mm²) α : PC 鋼より線の種類による係数 1.0 (7 本撚り), 1.17 (19 本撚り)

PC鋼より線の引抜き時のr-S関係の一例として, 1S15.2 とグラウト強度 24.3 N/mm²の組合せで得ら れたr-S 関係を図-2.11 に示す.最大付着応力 τ_{max} までは,すべり量の増加に伴い比例関係を保ちな がら付着応力も増加するが, τ_{max} 以降は付着応力 が半減しすべりのみが増加する傾向を示した.

さらに是永らは, 1S15.2 の PC 鋼より線を配置し たプレテンション供試体を製作し,図-2.12 に示す 方法でプレストレスを導入して*r-S*関係を求めて







いる^{2.27),2.28)}.この実験から得られたプレストレス 導入時の τ -S関係を図-2.13 に示す.凡例のL=100, 300,500 は供試体の端部からの距離(mm)を,凡 例の計算値は式(2.2)~(2.5) にて求めた τ -S関係 を示している.プレストレス導入時の τ -S関係は、 τ_{max} までは引抜き時と同様にすべり量の増加に伴 い比例関係を保ちながら付着応力も増加し、 τ_{max} 以降は一旦付着応力が減少するも、再び緩やかな増加 に転じている.また、付着応力の減少量も、引抜き 時と比較して小さい傾向であった.これらの τ -S関 係の傾向の差は、PC 鋼より線の引抜き時とプレス トレス導入時で付着メカニズムが異なることを示 唆していると考えられる.

PC 鋼より線とグラウトの*t-S* 関係には,境界条件 やグラウトの強度が影響を与えることが報告され ている.足立らは,図-2.14 に示す幅 120 mm,高さ 240 mm,厚さ 150 mmの供試体の中央に 1S12.7 の PC 鋼より線を配置してグラウトを充填した供試体 を製作し,図-2.15 に示す装置を用いて引抜き実験 を行っている^{2.29}.実験のパラメータは,グラウト 強度と自由端側の境界条件とし,グラウト強度は 45.2,48.0,56.3 N/mm²としている.境界条件は自 由端側の鋼材応力から算出されるひずみ*g*とすべ り量 *Sf*の比*g*/*Sf*とし,この値を 0 (自由端側無制 御),1000,1500,2000 に制御している.なお,PC 鋼より線に緊張力は与えていない.

実験の結果, グラウト強度が大きいほど付着応力 の最大値は大きくなる傾向であった.ここで, 一例 としてグラウト強度が 56.3 N/mm²の供試体の*r-S* 関 係を図-2.16 に示す.図中の凡例は, A がグラウト 強度であることを,数字が自由端のひずみ*g*とすべ り量 *S*_fの比を示しており, 1, 2, 3 はそれぞれ*g*/*S*_f =1000,1500,2000 を示している.なお,この値 が大きいほど自由端側のすべりに対する抵抗力が 小さくなる.いずれの供試体もすべり量の増加と ともに付着応力も上昇し,最大値を迎えたあとに 減少に転じた.その後さらにすべり量が増加する と,付着応力は再び増加に転じるが,付着応力の低 下量と再上昇時の剛性は,グラウト強度と自由端









の拘束条件によって異なる傾向であった.

ここで,引抜き力が作用した際の PC 鋼より線の付着特性を評価する一般的な試験方法として,「内 部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線試験方法--引抜き試験-(JSCE-E 736 2013)^{2.30}」がある. この試験方法の概要を図-2.18 に示す. JSCE-E 736 では,一辺 150 mm の立方体の断面中心に PC 鋼よ り線を配置し、自由端側の 75 mm を付着区間として引抜き力を作用させる. その後、自由端側の PC 鋼より線のすべり量が所定の値に達したときの荷重値、またはそれまでに記録された荷重の最大値を 用いて付着強度を評価する. この試験では、最終的に PC 鋼より線は撚りの溝に沿って回転しながら 抜出てくることが報告されており, PC 鋼より線がすべり始めるまでの付着力, すなわち PC 鋼より線 の表面の微視的な凹凸とグラウトの噛合い効果による両者の界面の付着強度(以下、粘着力)を評価 していると考えられる.

(3) PC 部材に配置された PC 鋼より線の付着応力とすべり量の関係

一般的なプレテンション部材では、PC 鋼より 線は緊張された状態でコンクリートの拘束を受 ける. プレストレス導入時には, PC 鋼より線は プレテンション部材端部から徐々にすべりを生 じながら、一定の長さで定着される.このとき、 PC 鋼より線にすべりが生じた箇所では、PC 鋼よ り線とコンクリートの粘着力は破壊されている と推測される. HPC 構造では、 プレテンション部 材から延ばした PC 鋼より線に再緊張力が負荷さ れる. 部材端部では PC 鋼より線に引抜き力が生 じると推測されるが、部材の内部では PC 鋼より 線とコンクリートの一体性が確保され, PC 鋼よ り線が全長にわたって回転しながら抜出てくる 事象は生じない. そのため, 前述した JSCE-E 736 のみでプレテンション導入時および再緊張時の 付着特性の評価は困難と考えられ, HPC 構造の製 作サイクルの実状に合わせた拘束条件で検討を 行う必要がある.

ここで、実際の PC 構造物中の PC 鋼より線の 挙動をイメージすると、PC 鋼材は緊張された状 態でグラウトまたはコンクリートの拘束を受け る. また, 引抜き力が作用した際には, すべりが 生じている箇所以外の位置では回転が拘束され, 付着力はその影響を受けることが想定される。細 居らは, 図-2.18 に示す実際の PC 鋼より線の付 着挙動を再現した引抜き試験方法を提案してい る. さらに試験で得られた*τ-S*関係(図-2.19)か ら、PC 鋼材の付着メカニズム(図-2.20) につい





図-2.20 PC 鋼より線の付着機構の概要^{2.31)}

て考察している^{2.31)}.この研究によると,PC 鋼材の付着機構は界面の粘着力(図-2.20 中の(a)),界面の摩擦力(図-2.20 中の(b)),機械的な付着力(図-2.20 中の(c),(d),(e))に分類され,付着応力の最大値までは界面の粘着力が,付着応力が再上昇する際には機械的な付着力が支配的であることを考察している.

これらのことから, PC 鋼材とコンクリートの付着力は,界面に作用する付着力と機械的な付着力の 組合せで構成されている^{2.31),2.32),2.33),2.34)} と考えられ,プレストレス導入時および再緊張時の PC 鋼よ り線の付着挙動は,これらの付着力の影響を適切に考慮して評価する必要がある.

(4) HPC 構造における PC 鋼より線の付着特性評価の課題と対応

文献調査の結果, PC 鋼材のr-S 関係は使用材料や実験の境界条件の影響を受けること、プレストレ ス導入時と引抜き時で異なる付着挙動を示すことが明らかとなった.よって,HPC 構造の実現には、 その製作工程の一連のステップにおける付着挙動を評価する必要があり、実構造物を想定した実験条 件を設定し、検討を進める必要がある.また、これまでの PC 鋼材の付着挙動に関する研究は、主と して被覆の無い PC 鋼より線を対象として行われている.本研究で対象とする HPC 構造では、高強度 PC 鋼より線の使用を想定しているが、高強度材料は水素脆化の感受性が高まる懸念があるため、高い 鋼材保護性能を有する ECF ストランドを標準とすることが望ましい. ECF ストランドと無塗装の PC 鋼より線では、表面の性状や撚りの溝の深さなどの形状が異なる.よって、付着特性やそのメカニズ ムも異なることが想定され、両者の付着挙動を比較することで、それぞれの PC 鋼材の付着特性の理 解が深まると考えられる.そこで本研究では、無塗装および付着型のエポキシ樹脂被覆を施した PC 鋼 より線の両方を用いて付着特性の評価を試みる.

2.2 プレストレストコンクリート部材の耐久性に関する研究

2.2.1 持続応力下でのコンクリートの物質移動抵抗性に関する研究

(1) 圧縮応力または引張応力作用下での物質移動抵抗性に関する研究

コンクリート構造物の代表的な劣化として、塩害や中性化による内部鋼材の腐食が挙げられる.こ れらの劣化は、塩化物イオンや酸素などの劣化因子がコンクリート内部に浸透することで進行する. よって、コンクリート構造物の耐久性の評価には、これらの劣化因子の浸透に対する抵抗性を把握す ることが重要になると考える.

コンクリート中への劣化因子の浸透や拡散に対する検討はこれまでにも数多く行われている.既往の知見の一例として,高強度コンクリートや混和材を用いたコンクリートの使用が,劣化因子の浸透抵抗性を高める方策として有効であることが報告されている.田中らは,コンクリート標準示方書の適用範囲外となる設計基準強度が 70~80 N/mm²のコンクリートを対象として塩水浸せき試験と屋外暴露試験を実施し,W/C が 25~55%の範囲において,W/C が小さいほど塩化物イオンの見掛けの拡散係数 D_eが小さくなることを確認している^{2.35)}.吉瀬らは高炉スラグ微粉末を混和した W/B=30%の高強度コンクリートに初期塩分を内在させて促進劣化試験を行い,鉄筋腐食の抑制効果がみられることを確認している^{2.36)}.

これらの劣化因子の浸透に対する既往の研究は、コンクリートに応力が作用していない状態で検討 されているものが多い.実際の PC 構造物には、プレストレスによる圧縮応力と死荷重および活荷重 によって生じる引張応力を合算した応力が作用している.既往の研究にて、塩化物イオンなどの劣化 因子に対する浸透抵抗性は応力状態の影響を受けることが報告されている.また、応力の作用下にあ るコンクリートは、応力の程度によって内部に微細なひび割れが生じていることも報告されている^{2.37)},これらの微細ひび割れは、劣化因子の浸透抵抗性に影響を及ぼすことが想定されることから、PC 構造物の物質移動抵抗性を適切に評価するには応力状態の考慮が必要になると考える.

杉山らは、コンクリートに圧縮荷重を作用さ せ,その応力強度比(圧縮強度に対する荷重の百 分率)を変化させて W/C=40%, 60%の普通コン クリートの透気係数と体積ひずみを測定してい る^{2.38)}. その結果, 図-2.21 に示すようにコンクリ ートの透気係数は、応力強度比が 45~55%までは 若干減少するが、さらに応力強度比を大きくする と増加に転じ、76%を超えると著しく増加するこ とが報告されている.この現象は、応力強度比の 増加に伴って体積ひずみが減少から増加に転じ る傾向と一致している. すなわち, 一定の応力強 度比まではコンクリート中の連続空隙の連続性 の低下や微細ひび割れの閉塞によって,物質移動 抵抗性が増加するが、さらに応力強度比が大きく なるとコンクリート内部に微細ひび割れが生じ, 物質移動抵抗性が減少すると考えられる.

迫井らは、フライアッシュ(FA)および高炉ス ラグ微粉末(BFS)を混和し緻密性を高めたコン クリートを対象とし、圧縮応力が塩分浸透抵抗性 に与える影響を評価している^{2.39)}.検討では、応 力強度比を 0, 30, 50, 80%と変化させ、NT BUILD 492 に準じた非定常状態での電気泳動試験^{2.40)}を 実施して塩化物イオンの拡散係数を求めている.



図-2.21 応力レベルと透気係数の関係^{2.38)}



図-2.22 拡散に及ぼす圧縮載荷の影響^{2.39)}



図-2.23 拡散係数に及ぼす引張荷重の影響^{2.43)}

検討の結果,図-2.22 に示すようにプレーンおよび FA を混和したコンクリートは,応力強度比 30%までは無応力状態と比較して拡散係数が小さくなったが,BFS を混和したコンクリートは,応力強度比 30%でも拡散係数が大きくなった.この現象は,BFS を混和したコンクリートは内部構造が緻密になり,応力強度比が小さい段階からコンクリート内部に微細ひび割れが生じたことが要因と考察している.

さらに迫井らは、短繊維補強コンクリート供試体に応力強度比 30%の圧縮力、応力強度比 3%および 5%の引張力 (それぞれ引張強度の 50%および 70%相当)を与え、非定常状態での電気泳動試験²⁴⁰⁾ を実施している.検討の結果、短繊維を混入することで塩化物イオンの拡散係数が小さくなる傾向が 得られ、これは微細ひび割れの減少が要因であると考察している^{241),242)}.また、引張応力作用下で は、ひび割れが一部に集中し、塩化物イオンの浸透が部分的に卓越することを報告している. 金らは、高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートに圧縮応力および引張応力を導入し、応力状態が塩分浸透抵抗性に与える影響を実験的に検討している^{2.43)}.実験のパラメータは、高炉スラ グ微粉末の比表面積、置換率および応力強度比とし、圧縮応力の応力強度比は0,30,50,70%、 引張応力は0,30,60%としている.塩分浸透抵抗性は、非定常状態での電気泳動試験^{2.40)}にて求めた塩化物イオンの拡散係数にて評価している.



図-2.24 塩分浸透状況(BFS6000-50%)^{2.43)}

圧縮状態の応力強度比と拡散係数の関係は,前述した迫井らの結果(図-2.22)と同様の傾向が得られ ており,再現性のある結果であった.引張状態では,図-2.23に示すとおり応力強度比が大きくなるに つれて,拡散係数も一様に大きくなる傾向となった.これは引張応力作用下では,応力強度比が小さ い段階から微細ひび割れの発生,内部空隙および遷移帯などの組織のゆるみの影響が生じたためと考 察している.また,迫井らの検討結果と同様に,引張応力が作用する場合は微細ひび割れが一部に集 中する影響で部分的に塩分浸透が卓越する傾向(図-2.24)が得らえており,作用応力によって塩分浸 透の挙動が異なることが報告されている.

応力状態が劣化因子の浸透抵抗性に及ぼす影響を整理すると、圧縮荷重作用下では応力強度比が 30%程度までは浸透抵抗性は若干向上するが、応力強度比がさらに大きくなると浸透抵抗性は低下に 転じる傾向であった.引張荷重作用下では、応力強度比が大きくなると一様に浸透抵抗性は低下し、 局部的な塩化物イオンの浸透も確認された.これらの傾向は、いずれもコンクリート内部の微細ひび 割れの影響によるものと推測される.ただし、これらの研究で想定した応力レベルは、一般的な PC 構 造物に持続的に作用する応力と比較すると、大きめの値と考えられる.そこで、次項では PC 橋に作 用する応力レベルを考慮した検討成果について取りまとめる.

(2) PC 構造物を対象とした持続応力作用下における塩分浸透特性に関する研究

代表的な PC 構造物の一つである PC 道路橋は道路橋示方書に基づいて設計される.そのため, PC 橋に作用する応力は,基本的に道路橋示方書の制限値内で挙動することが想定される.ここで,道路橋示方書 III コンクリート橋・コンクリート部材編に規定されている耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度および引張応力度の制限値を表-2.3 に示す.この規定によると,コンクリート応力の制限値は,圧縮応力が作用する場合で設計基準強度の概ね 1/3 程度,引張応力が作用する場合で設計基準強度の 3~4%程度としている^{2.8)}.これらのことから,PC 橋に作用するプレストレスは,コンクリートの塩分浸透抵抗性を高める効果が期待できると考えられ,引張応力に関しても,劣化因子の

コンクリート設計基準強度 応力度の種類		30	40	50	60	70	80
曲ば広遊内五南	長方形断面	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
曲り圧縮応力度	T 形及び箱形断面	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
軸圧縮	8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0	
曲げ引引	-1.2	-1.5	-1.8	-2.0	-2.0	-2.0	
軸引張	0.0						
プレキャストセグメント継ぎ目部の引張応力度		0.0					

表-2.3 PC 部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート応力の制限値^{2.8)}

浸透抵抗性に与える影響は限定的と想定される.

ここで, PC 構造物を想定した応力レベルで, 持続荷重が耐久性に与える影響を検討した研究 は少ないのが現状である.浅井らは, PC 構造お よび PRC 構造を想定してプレストレスを導入し たコンクリート供試体の塩水乾湿繰返し実験を 行い,塩分浸透特性を評価している^{2.44)}.この検 討では, 40 N/mm² のコンクリートで RC 構造, PRC 構造, PC 構造の供試体を製作し, 各供試体 の応力状態をそれぞれ 0 N/mm², 2・4 N/mm², 8 N/mm²に設定して塩水を用いた乾湿繰返しの促 進実験を実施している.促進環境は、60±5℃の 20%NaCl溶液に24時間浸せき後,室温(3~20℃) で60時間の乾燥させる工程を1サイクルとして いる.24 サイクルの繰り返しが完了した時点で の塩化物イオン濃度の分布状況を図-2.25 に示 す. プレストレス導入応力が 4 N/mm² 以上の供試 体において, RC 供試体と比較して塩分浸透抵抗 性の向上が確認される.このとおり、知見は少な いがプレストレスは塩分浸透抵抗性の向上に寄 与することが報告されている.

HPC構造の塩分浸透抵抗性を評価するには、セ グメントの接合部の物質移動抵抗性の評価が肝 要となる. セグメントの接合部は、耐久性上の弱 点となりうることも指摘されており、過去には接 合部の不具合に起因した PC 橋の損傷事例も報告 されている. 道路橋示方書・同解説 III では、コ ンクリートの設計強度に応じた圧縮応力および 引張応力の制限値を満足したうえで、1) 腐食が 生じないとみなせる材質の鋼材を内部鋼材とし て用いる、2) エポキシ樹脂などの遮蔽材により 接合面からの腐食因子の浸入を防止するととも に内部鋼材の防食および被覆を行う、のいずれか の対策をとり、所定の耐久性を確保することとし ている.



図-2.25 各供試体の塩化物イオンの浸透分布^{2.44)}



9-2.20 接合部を有する供試体の塩化物イオ 含有量の分布^{2.45)}

エポキシ樹脂接着剤を用いたセグメント接合部の耐久性に関する知見として, Gouping Li らによる 研究がある. Li らは, W/C=35%のコンクリートを用いて打継部およびセグメント接合部を有する供 試体を製作し,応力状態をパラメータとした塩水浸せき試験を行い,塩化物イオンの浸透抵抗性を比 較している^{2.45)}.塩水浸せき試験では,25±2℃の環境下で3.5%NaCl 溶液に30 日間供試体を浸せき し,接合部から採取した試料にて深さ方向の塩化 物イオン濃度分布を求めている.実験結果の一例 を図-2.26 に示す.図中の凡例の最初の英数字は 供試体の応力状態(N:無応力状態,C2:圧縮ひ ずみの 25%の応力を負荷した状態)を示してお り,2文字目の英字は新旧コンクリートの接合方 法(M:打込み2日後に無処理で打継,D:打込 み3日後に無処理で打継,R:目粗し後に打継, E:エポキシ樹脂を用いて接着)を示している. 無応力状態の供試体では,エポキシ樹脂を用いて 接続した供試体(N-E)が最も塩化物イオンが浸 透している結果であった.一方で圧縮応力を負荷



図-2.27 各供試体の塩化物イオンの浸透分布^{2.46)}

した供試体では、C2-R が最も塩化物イオンが浸透しており、C2-E の塩化物イオンの浸透程度は、C2-D と同等程度であった. エポキシ樹脂で接合した供試体の塩分浸透抵抗性に一貫性が得られなかった 要因として、N-E と C2-E の製造方法の違いを挙げており、N-E はマッチキャスト工法で製作したセグ メントを接合したのに対し、C2-E は一体打ちの供試体を機械で切断して接合した影響であると考察し ている.

その後 Li らは、設計基準強度 40 N/mm²(C40 シリーズ)と 60 N/mm²(C60 シリーズ)のコンクリ ートを用い、接合方法をパラメータとした塩水噴霧実験を行っている ²⁴⁶.供試体の種類は、Monolithic Part (一体打ち構造)、Wet Joint (無処理で打継)、Roughened Joint (目粗し後に打継)、Epoxied Joint (エ ポキシ樹脂を用いて接合)の4 種類とし、35±5℃のチャンバー内で 5%NaCl 溶液を 40 日間にわたっ て噴霧している.接合部付近から採取した試料から算出した各供試体の見掛けの拡散係数を図-2.27 に 示す. C40 シリーズの拡散係数は、Monolithic Part<Wet Joint<Roughened Joint<Epoxied Joint の順とな ったのに対し、C60 シリーズの拡散係数は、Monolithic Part≤Roughened Joint<Epoxied Joint の順とな ったのに対し、C60 シリーズの拡散係数は、Monolithic Part≦Roughened Joint<Epoxied Joint べWet Joint の順となっており、接合方法と塩化物イオンの浸透抵抗性に一貫した傾向はみられなかった。このば らつきの要因として、エポキシ樹脂の緻密性と接合部近傍のコンクリートの品質の影響を挙げており、 更なるデータの蓄積を課題としている.また、一体打ち構造の塩化物イオン浸透抵抗性は、接合部や 打継部を有する構造と比較して優れると考察している。

2.2.2 エポキシ樹脂の物性に関する研究

エポキシ樹脂の塩化物イオン浸透抵抗性に着目 すると、土木学会から発刊されているコンクリー トライブラリーにて、エポキシ樹脂層中の塩化物 イオンの拡散係数の設計用値として D_{epd}=2.0× 10⁻⁶ cm/年との値が示されている^{2.9,2.47)}.これは、 エポキシ樹脂の被覆厚を 0.4 mm とすると、 W/C=35%のかぶりコンクリート 16 cm に相当す る.一般的なエポキシ樹脂の分子構造を図-2.28 に 示す. コンクリートとエポキシ樹脂の拡散係数の



図-2.28 エポキシ樹脂の分子構造

差には、コンクリートの空隙の大きさとエポキシ 樹脂の分子間距離が影響していると考えられる. 一般に、塩化物イオンの直径は約0.34 nm であるの に対し、コンクリート中の空隙の径は、約1~ 10,000,000 nm、エポキシ樹脂の分子間距離は約0.3 ~0.5nm である.また、エポキシ樹脂は網目状の3 次元構造となっているため、より塩化物イオンが 透過しにくい構造となっている.

エポキシ樹脂には一定の接着強度も期待でき る.例えば、ポストテンション工法のセグメント接 合部に一般的に用いられている 2 液性エポキシ樹 脂接着剤は、カタログ値で約 3.8 N/mm²以上の接着 強度を有しており、これは 2017 年制定コンクリー ト標準示方書 [設計編:本編]^{2.14)}の式(解 5.3.1) から逆算すると、圧縮強度 67.2 N/mm²のコンクリ ートの引張強度に相当すると考えられる.また、ひ び割れ注入工法において、適度な接着力および強 度を有する接着材料でひび割れ面を固着すると、 ひび割れ発生以前のコンクリート部材と同等の強 度回復が期待できことも報告されており^{2.48)}、セ グメントの接合に用いるエポキシ樹脂にも、同様 の効果が期待できる可能性もある.



図-2.29 切り欠きを有する梁供試体^{2.48)}



橘高らは、図-2.27 に示す寸法 100×100×450 mm の中央部に高さ 50mm の切り欠きを設けた梁供 試体により、エポキシ樹脂接着剤によるひび割れ補修後の強度特性を明らかにするための研究を行っ ている^{2.49)}.この検討では、最初に梁供試体を曲げ試験により破断し、引張弾性係数の異なるエポキ シ樹脂により補修したうえで、再度曲げ試験を実施している.W/C=35%、ひび割れ幅 3 mm とした供 試体の補修後の荷重一鉛直変位関係の測定例を図-2.28 に示す.ここで、図中の R1~R4 は引張弾性係 数 E_eが異なるエポキシ樹脂の種類を示しており、それぞれの E_eは順に 10, 14000, 21000, 26000 kg/cm² である.Initial は破断前の供試体の荷重一鉛直変位関係を示している.エポキシ樹脂の E_eが大きいほ ど曲げ接着強度も大きくなり、エポキシ樹脂 R4 では補修前(Initial)よりも最大荷重が大きくなって いる.一方、エポキシ樹脂の E_eが小さくなるにつれ靭性は高くなり、荷重一変位曲線に囲まれた面積、 すなわち破壊エネルギーは多くなる結果であった.また、破壊状況は E_eが大きい場合はコンクリート 破断となり、E_eが小さい場合はエポキシ樹脂とコンクリートの界面が破壊する傾向であることを報告 している.

2.2.3 HPC 構造の塩分浸透抵抗性を評価するうえでの課題と対応

既往の知見を整理すると,無応力状態と比較した持続応力下でのコンクリートの物質移動抵抗性は, 作用する応力の状態によって異なることが分かった.例えば,圧縮応力の30%程度以下の持続応力下 では物質移動抵抗性の向上が期待できるが,圧縮応力の50%以上の持続応力下や引張応力下では,コ ンクリート組織内部の微細ひび割れなどの影響により、物質移動抵抗性が低下する傾向にある.

HPC 構造では,再緊張時に PC 鋼材にすべりが生じる定着区間のコンクリート組織に微細な損傷を 与える懸念がある.一方で,プレストレスによって作用する持続応力は,コンクリートの物質移動抵 抗性を向上させる範囲にあると考えられる.さらにセグメントの接合部においても,エポキシ樹脂系 接着剤の物性や応力状態によっては,一体打ち構造と同等以上の物質移動抵抗性が発揮される可能性 も考えられる.

そこで本研究では、エポキシ樹脂を用いて接続した HPC 構造の接合部と一体打ち構造の塩分浸透 抵抗性について比較検討し、再緊張作業がコンクリート組織の塩分浸透抵抗性に与える影響の評価と、 エポキシ樹脂接着した HPC 構造接合部の応力状態に応じた塩分浸透抵抗性の評価を行うこととした.

2.3 既往の研究を踏まえた本研究の課題

既往の研究に関する知見の整理の結果として得られた HPC 構造の実現に向けて本研究で考慮すべき課題を以下に示す.

- (1) PC 鋼材の高性能化に関する研究より、プレテンション構造には導入プレストレスと PC 鋼材配置 スペースの関係から 2 層構造の高強度 PC 鋼より線が効率的と考えられること、付着型のエポキ シ樹脂被覆した PC 鋼より線は、被覆の無いものと比較して引抜き時の付着応力が大きい傾向に あることが分かった.なお、プレテンション部材に付着力の大きい付着型のエポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線を用いた場合は、部材端部において局部応力とそれに伴うひび割れの発生が懸念される ことから、ひび割れリスクを適切に評価する手法の確立が求められる.
- (2) プレストレス導入時の定着特性に関する研究より、複数の国の機関、研究者から定着長の推定式 が提案されていること、プレストレス導入時の定着特性は PC 鋼材やコンクリートなどの使用材 料、導入するプレストレスの大きさや導入速度、コンクリートかぶりなどの影響を受けることが 分かった.また、既往の研究は、被覆のない普通 PC 鋼より線を対象としたものがほとんどであ り、HPC 構造で基本とする 1S15.7 高強度 PC 鋼より線を対象とした研究や、エポキシ樹脂被覆さ れた PC 鋼より線を対象とした研究の成果は報告されていないことも明らかとなった.これらの ことから、実験的検討を行う際は条件設定が重要であり、実際の HPC 構造の使用材料および施工 ステップを考慮したうえで、実情に合わせた実験条件で付着特性の評価を行う必要がある.
- (3) PC 鋼材の付着応力と載荷速度の関係に関する研究より、引抜き試験時の載荷速度によって最大 付着応力が変動すること、引抜き試験の供試体の破壊モード(引抜きモード、割裂モード)によ って付着応力-すべり量関係の履歴が変わることが分かった.一般的に、載荷速度が速いほど付着 応力は大きくなる傾向にある.プレストレス導入時および再緊張時の載荷速度は静的載荷に準じ ることから、載荷速度と破壊モードを考慮した検討を行う必要がある.
- (4) PC 鋼材の付着応力-すべり量関係に関する研究より、PC 鋼より線の付着応力-すべり量関係は、 鋼材の形状,試験時の境界条件およびコンクリート強度の影響を受けることと、プレストレス導入時と PC 鋼材引抜き時で異なる付着挙動を示すことが分かった.また、付着型のエポキシ樹脂 被覆 PC 鋼より線の付着メカニズムに関する研究がほとんど行われていないことも明らかとなった.無塗装の PC 鋼より線と付着型のエポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線の両方の PC 鋼材を対象とす ることで、それぞれの PC 鋼材の付着特性の評価や付着メカニズムの考察の深化が期待できる. よって、両方の PC 鋼材を対象として研究を進めることが効果的であると考える.

(5) PC 部材の耐久性評価に関する研究より、一定レベルの持続荷重下ではコンクリートの物質移動 抵抗性が向上することや、物質移動抵抗性の低下にはコンクリート内部の微細なひび割れが影響 することが分かった.また、エポキシ樹脂被覆はコンクリートと比較して物質移動抵抗性に優れ、 使用するエポキシ材料によってはコンクリートの引張強度と同等以上の接着強度も期待できる ことも分かった.これらのことから、実際の PC 橋の応力条件下で劣化促進実験を行い、HPC 構 造接合部の物質移動抵抗性を適切に評価することが、HPC 構造をはじめとしたプレキャスト PC 構造の活用に有益であると考えられる.

これらの課題に対し、本研究では以下の内容を検討することとした.

- (1) HPC 構造において、効率的な PC 鋼材配置とするには、1S15.7 高強度 PC 鋼より線を適用することが効果的と考えられる.そこで、無塗装およびエポキシ樹脂被覆の1S15.7 高強度 PC 鋼より線を用い、コンクリート強度をパラメータとして本研究を実施することとした.既往の研究成果から、高強度 PC 鋼より線と高強度コンクリートを組み合わせることが有効と考えられるが、HPC 構造の適用範囲を明確にするという観点から、本研究で対象とするコンクリート強度は PC 構造に用いられる強度レベルのなかで、幅広い範囲で設定することとした.
- (2) PC 鋼より線の付着特性には, PC 鋼材の種類やコンクリート強度以外にも,導入するプレストレ スカと導入時の速度,再緊張力と再緊張時の速度, PC 鋼材の境界条件が影響すると想定される. そこで本研究では,実際の HPC 構造の製作条件と合わせて実験的検討を行うこととした.
- (3) 前述の前提条件を踏まえたうえで、プレテンション供試体のプレストレス導入実験(以下、定着実験)を行い、プレストレス導入時の PC 鋼より線の付着特性を評価する.さらに、プレストレス導入時の付着応力とすべり量の関係を求め、PC 鋼より線の付着メカニズムを明らかにする(第3章).
- (4) プレテンション供試体から延ばした 1S15.7 高強度 PC 鋼より線の再緊張実験(以下,再緊張実験) を行い,再緊張時の PC 鋼より線の付着挙動を把握する.また,実験後のプレテンション供試体 を解体し,再緊張作業がコンクリート組織やエポキシ樹脂被覆に与える影響を評価する.さらに, 再緊張時の付着応力とすべり量の関係を求め,再緊張時の PC 鋼より線の付着メカニズムを明ら かにする(第4章).
- (5) HPC 構造の供試体のプレストレス導入から再緊張までの一連の施工ステップにおける PC 鋼より 線の付着応力(t)とすべり量(S)関係を定式化する.さらに、このたS関係を PC 鋼より線の付 着を表現するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフトに導入し、 HPC 構造の FEM 解析方法を提案する.また、提案した FEM 解析手法を用いて HPC 構造供試体 を組み立てた際の PC 鋼材ひずみ挙動の再現解析と、1S15.7の内部充てん型エポキシ樹脂被覆高 強度 PC 鋼より線を用いた HPC 構造の実物大プレテンションセグメントのひび割れ解析を行い、 提案した解析手法の妥当性を検証する(第5章).
- (6) HPC 構造の供試体を製作し、再緊張時に PC 鋼より線にすべりが生じた区間を浸せき範囲とした 塩水浸せき実験を行い、PC 鋼材のすべりがかぶりコンクリートの物質移動抵抗性に与える影響 を評価する.また、HPC 構造の供試体と一体打ち構造のプレテンション供試体に曲げ荷重を載荷 して応力状態をパラメータとした塩水浸せき実験を行い、応力状態に応じた HPC 構造供試体の 接合部近傍の物質移動抵抗性を評価する(第6章).

(7)本研究で対象としている HPC 構造は、プレテンション部材を基本とした接続方法に関する要素 技術であり、現場での簡易な施工によりプレテンション構造の適用範囲を拡大することを目的と している.そこで、試設計をとおして HPC 構造の活用方法について検討するとともに、HPC 構 造の特徴と課題を整理する(第7章).

【参考文献】

- 2.1) JISA 5373: 2016 プレキャストプレストレストコンクリート製品
- 2.2) 濵岡弘二,原幹夫,前川幸次:高性能プレテンション部材の開発に関する実験的研究,構造工
 学論文集 Vol.53A, pp.988-997, 2007.3
- 2.3) 中村定明,竹内正喜,立松博:高強度コンクリートを用いたプレテンション鋼材の付着伝達特
 性,第9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.757-760, 1999.10
- 2.4) 日紫喜剛啓,一宮利通,大野俊夫,高田和法,平陽平,藤井秀樹:超高強度コンクリートのプレテンション部材への適用性に関する基礎的研究, Journal of the society of materials science, Vol.53, No.6, pp.678-685, 2004.6
- 2.5) 前畑俊男, 中野元裕, 井岡博一:高強度 PC 鋼より線の開発, Journal of the society of materials science, Vol.56, No.8, pp.694-698, 2007.8
- 2.6) 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会:高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施 工指針, 2011.6
- 2.7) 國富康志,和泉満明: PC ストランド鋼材の応力伝達長に関する研究,第13回プレストレスト コンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.481-484, 2004.10
- 2.8) 公益社団法人 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, 平成 29 年 11 月.
- 2.9) 社団法人 土木学会:エポキシ樹脂被覆を用いた高機能 PC 鋼材を使用するプレストレストコン クリート設計施工指針(案), 2010.
- 2.10) 公益社団法人 土木学会:「新しい内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線「ECF ストランド」」に関する技術評価報告書, 2017.
- 2.11) 三浦尚,角昌隆:内部充填型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線技術の現状,プレストレストコン クリート, Vol.45, No.2, pp.100-111, 2003.3
- 2.12) 一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会 東北支部 PC 橋長寿命化委員会:高耐久 PC 桁設計施工のポイント [プレテンションスラブ橋桁編], 2016.
- 2.13) 田中実,鈴木辰幸,佐藤和徳,焼田聡:高耐久プレテンションT桁橋の施工-東北横断自動車
 道 釜石秋田線「釜石道路」不動沢橋(仮称)-,コンクリート工学, Vol. 54 No. 3, pp.290-296, 2016.3
- 2.14) 公益社団法人 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2018.
- 2.15) AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, 1996.
- 2.16) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95), 1995.
- 2.17) Bruce W. Russell et al., Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete, PCI Journal. V.41, No.5, pp.44-65, September-October 1996.

- 2.18) Shahawy, Mohsen A., Issa, Moussa, and Batchelor, Barrington de V, "Strand Transfer Lengths in Full Scale AASHTO Prestressed Concrete Girders, " PCI JOURNAL, V. 37, No. 3, May-June 1992, pp. 84-96
- 2.19) Denis Mitchell et al., Influence of High Strength Concrete on Transfer and Development Length of Pretensioning Strand, PCI Journal, V.38, No.3, pp.52-66, May-June, 1993
- 2.20) Paul Zia et al., Development Length of Prestressing Strands, PCI Journal, V.22, No.5, pp.54-66, September-October, 1977
- 2.21) X. Ye, N. Wang, S. Mindess: Effect of Loading Rate and Support Conditions on The Mode of Failure of Prestressed Concrete Railroad Ties Subjected to Impact Loading, Cement and Concrete Research, Vol. 24, pp.1286-1298, 1994
- 2.22) 石本陽一, 島弘:鉄筋とコンクリートの付着応力-すべり関係に及ぼす載荷速度の影響, コン クリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.129-134, 1993
- 2.23) 圓林栄喜,香月智,石川信隆,太田俊昭: PC 鋼材の動的付着強度に関する高速引抜き実験,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, 1999
- 2.24) 近藤吾郎: 異形鉄筋の付着応力とすべり関係に及ぼす載荷速度の影響: コンクリート工学年次 論文集, Vol.30, No.3, pp.703-708, 2008
- 2.25) 島弘,周礼良,岡村甫:マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひ ずみ関係,土木学会論文集 第 378 号/V-6, pp.165-174, 1987 年 2 月
- 2.26) 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,pp.1083-1084,1999.9
- 2.27) 大石哲哉,佐藤啓治,竹崎真一,是永健好,甲斐隆夫,浜原正行:プレテンション方式 PCaPC 大梁の適用拡大その1 要素実験,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.921-922, 2008.9
- 2.28) 竹崎真一, 是永健好, 大石哲哉, 佐藤啓治, 浜原正行: プレテンション方式 PCaPC 大梁の適用 拡大その2 実大大梁実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.923-924, 2008.9
- 2.29) 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
- 2.30) 土木学会:内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線試験方法--引抜き試験方法-(JSCE-E 736-2013)
- 2.31) 細居清剛, 市来隆志, 中塚佶: PC 鋼より線とグラウトの付着特性に関する研究, 第12回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.77-80, 2003.10
- 2.32) Maehata, T. and Ioka, H.: Bond strength of PC wire in concrete, Wire Journal International, Wire Association International, pp.94-97, Apr.2006
- 2.33) 細居清剛,市来隆志,白濵昭二,中塚佶:マルチストランドケーブルの付着挙動の推定に関する検討,第18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.251-256,2009.10
- 2.34) 山田真幸, 斉木功, 横山薫, 黒澤明史, 岩熊哲夫: 機械的接合部の無い鋼モルタル界面のせん 断応力伝達特性に関する基礎的検討, 第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム論 文集, pp.61-1-61-8, 2013.11
- 2.35) 田中良樹,藤田学,河野広隆,渡辺博志:高強度コンクリートの塩分浸透抵抗性,コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.517-5222001

- 2.36) 吉瀬健二,桝田佳寛,中村成春:高強度コンクリートの塩害抑制効果に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.991-996, 1999
- 2.37) 田澤榮一, 佐伯昇(監訳): コンクリート工学 微視構造と材料特性, p.82, 1998
- 2.38) 杉山隆文, T.W.Bremner, T.A.Holm, 辻幸和: 圧縮荷重下におけるコンクリートの透気性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.1, pp.985-990, 1995
- 2.39) 迫井裕樹、川北昌宏、堀口敬:フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートの塩分浸透抵抗性に及ぼす圧縮応力の影響、コンクリート工学論文集、第18巻3号、pp.1-7、2007.9
- 2.40) Nordtest NT BUILD 492, Chloride Migration Coefficient from Non-Steady State Migration Experiment, Nordtest, Finland, 1999
- 2.41) 迫井裕樹,岡田賢司,堀口敬:静的圧縮荷重下における繊維補強コンクリートの塩分浸透性, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.709-714, 2005
- 2.42) 迫井裕樹, 堀口敬, 志村和紀: 引張荷重下における短繊維補強コンクリートの塩分浸透抵抗性, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, N0.1, pp.947-952, 2006
- 2.43) 金東勲,林楠基,堀口敬:高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートの塩分浸透性に及ぼす荷重の影響,日本建築学会構造系論文集,第74巻,第645号,pp.1921-1928,2009.11
- 2.44) 浅井貴幸,青木圭一:プレストレスを導入したコンクリートの塩分浸透特性に関する基礎的研究,第 22 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.235-240, 2013.10
- 2.45) Guoping Li, Hao Hu, and Cai Ren: Resistance of Segmental Joints to Chloride Ions, ACI Materi als Journal, July-August 2016, pp.471-481, 2016
- 2.46) Guoping Li, Feilong Tian, and Cai Ren: Salt Spray Testing on the Chloride Resistance of Jointe d Concrete, Journal of Asian Architecture and Building Engineering, January 2018, pp.141-148, 2018
- 2.47) 社団法人 土木学会:エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた鉄筋コンクリートの設計施工指針 [改訂 版], コンクリートライブラリー112 号, pp.10-16, 2003.11
- 2.48) Collins, F. and Roper, H.: Laboratory Investigation of Shear Repair of Reinforced Concrete Bea ms Loaded in Flexure, ACI Materials Journal, Vol.97, No.2, pp.149-159, March-April, 1990
- 2.49) 橘高義典,上村克郎,中村成春:コンクリート切り欠き試験体の曲げ試験によるひび割れ補修 材料の評価,日本建築学会構造系論文報告集,第432号,pp.1-9,1992
- 2.50) 渡辺明,藤井学,小林和夫:新体系土木工学 34 プレストレストコンクリートの力学,技報堂, 1981

第3章 プレストレス導入時の PC 鋼より線の付着挙動に関する研究

3.1 本研究の背景と目的

プレテンション部材において, PC 鋼材の引張応力は部材の端部から内部に向かって徐々に増加し, 一定の長さをもって定着される.本稿では,この部材端部から定着されるまでの距離を定着長と称す る.定着長は PC 鋼材とコンクリートの付着力と相関があり,付着力は一般に PC 鋼材の種類,直径, PC 鋼材の表面状態,導入プレストレス量,コンクリート強度,プレストレスの導入速度の影響を受け ることが報告されている^{3.1),3.2)}.さらに,付着型の ECF ストランドを用いた場合は,グリッドの粒 径,密度,エポキシ樹脂被覆の断面形状などの影響を受ける^{3.3)}と想定される.

HPC 構造では、1S15.7 の内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線の使用を前提としている. 一方、エポキシ樹脂被覆の有無に関わらず 1S15.7 高強度 PC 鋼より線をプレテンション構造に適用した事例はなく、プレストレス導入時の付着挙動には不明な部分が多い. また、付着型のエポキシ 樹脂被覆が施された PC 鋼より線は、無塗装のものと比較して付着強度が大きい傾向にあり^{3.3)、3.4)、}^{3.5)}、桁端部にて応力集中によるひび割れの発生が懸念されている^{3.4)、3.5)}.

そこで本検討では、プレストレス導入時の PC 鋼材の付着挙動の評価を目的とし、コンクリート強度および PC 鋼材の種類をパラメータとして定着実験を実施した.併せて、付着応力とすべり量の関係を求め、プレストレス導入時の付着メカニズムについて考察した.

3.2 定着実験の概要

3.2.1 供試体概要

実験供試体の概要を図-3.1 に示す.実験供試体は矩形断面とし、断面中心に PC 鋼材を1本配置し たプレテンション構造の供試体とした.実験のパラメータは、コンクリート強度と PC 鋼材の種類と し、コンクリート強度は設計基準強度 40~80 N/mm²の範囲で 10 N/mm²刻みとした. PC 鋼材の種類 は、1S15.7 高強度 PC 鋼より線の被覆の無いもの(以下、15.7 UHSP)および内部充てん型エポキシ樹 脂被覆が施されたもの(以下、15.7 ECF UHSP)とし、各強度のコンクリートにそれぞれの PC 鋼材を 組み合わせた供試体を製作した.なお本検討では、PC 鋼材とコンクリートの純粋な付着特性の評価を 目的としているため、鉄筋は配置していない.


供試体の一覧を表-3.1 に示す.供試体の記号は, アルファベットが PC 鋼材の種類(U:15.7 UHSP, UE:15.7 ECF UHSP)を,数字がコンクリートの設 計基準強度を示している.導入時の PC 鋼材応力度 の目標値は, PC 鋼材の引張応力の制限値^{3.6)}から 余裕量を減じて 1590 N/mm²とした.供試体の寸法 は,コンクリート強度 50,70,80 N/mm²の供試体 は□125×L 3500 mm とし,コンクリート強度 40, 60 N/mm²の供試体は□150×L 3000 mm とした.コ ンクリート強度 40,60 N/mm²の供試体は,4章で 後述する再緊張実験に流用するために,断面形状を 若干大きめに設定している.

表-3.1 供試体の一

供試体 記号	PC 鋼材 の種類	コンクリート 設計基準強度 (N/mm ²)	PC 鋼材応力 の目標値 (N/mm ²)		
U40		40			
U50		50			
U60	UHSP	60	1590		
U70		70			
U80		80			
UE40		40			
UE50	ECE	50			
UE60	ECF	60	1590		
UE70	UIISP	70			
UE80		80			

コンクリート強度 50,70,80 N/mm²の供試体は PC 工場で製作したことから供試体数を 3 体とし, コンクリート強度 40,60 N/mm²の供試体は緊張用フレームを用いて製作したことから供試体数を 1 体とした.PC 工場および緊張用フレームでの供試体の実験状況をそれぞれ写真-3.1,3.2 に示す.



写真-3.1 PC 工場での実験状況



写真-3.2 緊張用フレームでの実験状況

3.2.2 使用材料

定着実験に用いた 15.7 UHSP および 15.7 ECF UHSP の諸特性を表-3.2 に示す. ここで,表-3.2 中の 値は試験成績書の値を示している. 高強度 PC 鋼より線は,JIS R 3536 に規定されている普通 PC 鋼よ り線を約 20%高強度化している. さらに,直径を 15.7 mm に太径化することで,一般的なプレテンシ ョン部材に用いられる 1S15.2 の PC 鋼より線と比較して,導入できる緊張力を約 28%増加させてい る. なお, 15.7 ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆には,細粒のグリッドを埋め込んだ付着型のものを使 用した.

PC 鋼材の種類	直径 (mm)	0.2%永久伸びに 対する試験力 (kN)	最大 試験力 (kN)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	伸び (%)	リラクセー ション値 (%)	よりの長さ (倍)	芯線と側線 の径差 (mm)
15.7 UHSP	15.780	285.0	349.0	19.650	6.4	0.96	14.6	0.200
15.7 ECF UHSP	15.790	285.0	351.0	19.130	5.9	2.65	14.4	0.190
規格値	15.500 mm∼ 16.100 mm	\geq 285.0 N/mm ²	\geq 335.0 N/mm ²	_	≧3.5 %	$\leq 2.50 \%$ ($\leq 6.50 \%$)	$12.0\phi \sim$ 18.0ϕ	\geq 0.080 mm

表-3.2 高強度 PC 鋼より線の諸特性

※) リラクセーション値の括弧内は 15.7 ECF UHSP の規格値を示す.

≣∯≣∔	7 = \						単位量	(kg/m ³)			フレ	ッシュ性	状	
基準強度 (N/mm ²)	スランブ /フロー (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	W	С	細骨材	粗骨材	Ad	AE	スランプ /フロー (cm)	空気量 (%)	CT (°C)	適用 供試体
40			26.0	20.1	174	101	629	1074	260	0.052	11.0	6.0	18.5	U40
40			30.0	39.1	1/4	464	038	10/4	2.08	0.032	11.0	6.0	18.5	UE40
50			26.0	42.0	151	420	721	1002	2.20	0.050	13.0	4.3	16.0	U50
30	12125	45125	30.0	42.0	131	420	/31	1095	2.39	0.030	13.0	5.0	17.0	UE50
60	12±2.5	4. <i>3</i> ±2.5	24.5	40.0	155	450	690	1100	2.61	0.054	10.5	3.6	17.0	U60
00			54.5	40.0	155	430	080	1108	2.01	0.034	10.5	3.6	17.0	UE60
70			20.2	20.5	1.42	105	(7)	1101	2.00	0.000	10.0	4.2	16.0	U70
/0			29.3	39.5	142	485	0/0	1121	3.88	0.068	10.0	4.1	14.0	UE70
0.0	(0) 10	20110	27.2	12.5	127	504	772	1092	7 (1		51.0	1.1	16.0	U80
80	60±10	2.0±1.0	27.2	43.5	137	504	112	1082	7.61	—	51.0	1.5	17.0	UE80

表-3.3 コンクリートの配合とフレッシュ性状

※1) Ad:ポリカルボン酸ポリマー

※2) AE: 天然樹脂塩酸

コンクリートの配合および供試体製作時のフレッシュ性状を表-3.3 に示す. コンクリートは,フレッシュ時の各性状が JIS A 5308の規格値を満足することを確認したうえで,実験供試体に用いた.

3.2.3 実験方法と測定項目

プレストレスの導入は PC 工場では機械制御の緊張ジャッキを,緊張用フレームでは手動ポンプの 油圧ジャッキを用いて行い,いずれも PC 鋼材のひずみ速度が 10 µ/sec 以下となるように実施した. 測定項目は,導入緊張力,コンクリートひずみ, PC 鋼材ひずみ, PC 鋼材の引込量とした.コンクリ ートひずみは供試体側面に貼付したひずみゲージ CSG (Concrete Strain Gauge : PL-60-11) にて, PC 鋼 材ひずみは PC 鋼材に貼付した WSG (Wire Strain Gauge : FLKB-2-11) にて測定した.コンクリート用 のひずみゲージは供試体の両側面に,WSG は PC 鋼材の円周方向に 90°間隔で4枚貼付し,いずれも 平均値をひずみの測定値とした.なお,WSG は PC 鋼材の円周方向に 90°間隔で4枚貼付し,いずれも マ均値をひずみの測定値とした.なお,WSG は PC 鋼材の引込量は,高感度変位計(感度:0.005 mm) にて測定した.ひずみデータおよび引込量の測定は,PC 鋼材の緊張時から測定を開始し,PC 鋼 材の引込量が一定値となるプレストレス導入後 48 時間程度(一部の供試体は 60 時間後)まで経時変 化を測定した.

定着長は、WSG を貼付していない側のコ ンクリートひずみの分布から算出した.ここ でU80の測定データを基に,定着長の算出方 法の模式図を図-3.2 に示す.既往の知見か ら、プレストレス導入時のPC 鋼より線のひ ずみ分布は、2 次曲線で精度良く近似できる ことが報告されている^{3.7)}.そこで本検討で は、コンクリートひずみが勾配を有する範囲 を最小二乗法乗法による2次曲線で近似し、 ひずみが一定となる棚との交点から供試体 端部までの距離を定着長とした.



3.3 定着実験の結果

定着実験の結果を表-3.5 に示す. コンクリート強度 50, 70, 80 の供試体の PC 鋼材の引込量および 定着長は試験体 3 体の平均値を, コンクリート強度 40, 60 の供試体のデータは試験体 1 体の測定結 果を示している. ここで, UE60 の引込量は, 変位計の不具合によりデータが取得できていない. また 表中には, 参考として一般的なプレテンション構造に用いられる 1S15.2 の PC 鋼より線と 50 N/mm² のコンクリートを組み合わせた供試体の定着実験の結果 ^{3.8)} を, 供試体記号 N50 で示している.

		コンクリート強度特性		PC 鋼材		PC 鋼材	の引込量		中主	E
(供試体) コー	PC 銅材 の 種類	圧縮強度	ヤング係数	応力度		(m	m)		上有	X
al 7	の推規	(N/mm ²)	(×10 ⁴ N/mm ²)	(N/mm^2)	導入直後	24 時間後	48 時間後	60 時間後	(mm)	(<i>ø</i>)
U40		34.7	2.63	1548.3	3.37	3.30	3.44	_	1239.1	79 <i>ø</i>
U50	15.7	40.4	2.84	1601.7	3.71	4.32	4.37	—	1143.3	73 <i>ø</i>
U60		43.8	2.84	1596.9	2.50	2.82	2.81	—	1081.4	69 <i>ø</i>
U70	UHSP	55.4	3.21	1593.5	2.20	2.24	2.25	2.25	820.2	52 <i>ø</i>
U80		60.6	3.41	1588.4	1.75	1.79	1.80	1.80	750.1	48 <i>ø</i>
UE40		34.7	2.63	1556.7	2.93	3.26	3.30	-	914.5	58 <i>ø</i>
UE50	16 7 ECE	44.1	2.73	1599.8	2.72	3.13	3.19	3.20	935.0	60 <i>ø</i>
UE60	15./ ECF	43.8	2.84	1588.9	—	—	—	—	743.1	47 <i>ø</i>
UE70	UHSP	58.7	3.19	1579.6	1.82	2.31	2.36	2.37	720.6	46 <i>ø</i>
UE80		58.0	3.24	1559.4	1.43	1.66	1.77	—	573.9	37ø
N50	15.2 SWPR7BL	36.7	2.60	1342.3	_	—	—	—	739.8	49 <i>ø</i>

表-3.5 PC 鋼材の引込量と定着長の結果

※表中の「-」はデータの欠損を示す.

3.3.1 PC 鋼より線の引込量の測定結果

PC 鋼より線の引込量の経時変化を図-3.3 に、引込量の測定値を表-3.5 中に示す.いずれの供試体 も、プレストレス導入開始から導入完了直後にかけて PC 鋼より線が大きく引き込まれ、以降は時間 の経過とともに緩やかに引込量が増加した.その後、プレストレス導入から 48 時間程度が経過する と、引込量は一定値に漸近した.そこで、3.3.2 で求める定着長はプレストレス導入からおおよそ 48 時間経過後のコンクリートひずみの分布を用いて算出することとした.

コンクリート強度ごとの引込量を比較すると、UHSP を用いた供試体の引込量は、大きいものから 順に、U50、U40、U60、U70、U80 N/mm²の順となった.また、ECF UHSP を用いた供試体の引込量



⁽a) UHSP を用いた供試体

(b) ECF UHSP を用いた供試体

図-3.3 PC 鋼より線の引込量

は、大きいものから順に UE40、UE50、UE70、UE80 の順となったが、UE40 と UE50 の引込量はほぼ等 しくなった.これらの結果から、コンクリート強度 が大きくなるほど引込量は小さくなる傾向があっ たが、設計基準強度 40 および 50 N/mm²のコンクリ ートを用いた供試体では、この傾向から外れる結果 もみられた.

PC 鋼材の種類ごとの引込量の差に着目すると, 導入直後の引込量は ECF UHSP を用いた供試体の 方が UHSP を用いたものよりも小さくなる傾向が みられた.その後の経時変化を確認すると,ECF UHSP を用いた UE70・UE80 の引込量は時間の経過 とともに若干増加したが,UHSP を用いた U70・U80 の引込量にはほとんど変化がみられず,導入から 48 時間後には,U70 と UE70,U80 と UE80 の引込量 はほぼ同値となった.なお,コンクリート 48 時間 以降は PC 鋼より線のエポキシ樹脂被覆の有無に関 わらず引込量の変動はほとんど生じなかった.

これらの結果は, プレストレス導入時に 15.7 UHSP および 15.7 ECF UHSP を安定して拘束するに は,一定の水準のコンクリート強度が必要になるこ とが示唆していると考えられる.

3.3.2 定着長の算出結果

各供試体のプレストレス導入から 48 時間経過時 のコンクリートひずみの分布と近似式を図-3.4~ 3.8 に示す. コンクリート強度が 50, 70, 80 N/mm² の供試体と 40, 60 N/mm²の供試体では,導入する プレストレス力の目標値は同じだが供試体の断面 形状が異なるため,各図のコンクリートひずみの値 には差がみられる.

各強度での定着長を比較すると、いずれの強度に おいても ECF UHSP を用いた供試体の方が、UHSP を用いた供試体よりも定着長は短くなった.次に、 ひずみの分布形状を比較すると、UHSP を用いた供 試体は、端部から直線状にひずみが増加するが、ひ ずみの棚との交点付近は曲線で擦り付けるような ひずみ分布となった.一方で、ECF UHSP を用いた 供試体は、端部から直線状にひずみが増加し、ある



点からひずみが一定となるようなひずみ分布と なった.これは、UHSP と ECF UHSP でコンクリ ートとの付着メカニズムが異なることを示唆し ていると推測される.

プレストレス導入時のコンクリート強度と定 着長の関係を図-3.9 に示す.両者の関係は,PC 鋼 材の種類ごとに線形で近似することができ,コン クリート強度が大きくなるほど定着長は短くな る傾向であった.ただし,UE40 と UE50 は強度 と定着長の関係が逆転する結果であった.なお, 近似式に対する定着長のばらつきは,UHSP で小





さく, ECF UHSP では若干大きい傾向にあった.これは, ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆に埋め込ま れた珪砂の分布のばらつきの影響によるものと推測される.

プレストレス導入時の PC 鋼より線とコンクリートの付着は,主として(1) PC 鋼材表面の微視的な 凹凸とコンクリートの噛み合い効果による付着力,(2) 鋼材の撚りとコンクリートの機械的な付着力, (3) PC 鋼材にすべりが生じる定着区間において, PC 鋼材の撚りが緩み素線外周が広がることによって コンクリート面に作用する腹圧力による摩擦力,で構成されていると考えられる^{39,310}.ここで, 本稿では(1)の付着力を粘着力と称する.

UHSP は、鋼材表面の微視的な凹凸が小さく一様であるため、コンクリート強度が粘着力に与える 影響は小さく、そのばらつきも小さいと推測される.また、前述した(2)、(3)に示す付着力はコンクリ ート強度の影響を受けると推測されるが、UHSP の撚りのピッチや深さは場所によらず一定であるこ とから、これらの付着力のばらつきも小さいと推測される.ECF UHSP は、撚りの凹凸がなめらかな ことから、UHSP と比較して機械的な付着力は小さくなると考えられる.一方で、エポキシ樹脂被覆 に埋め込まれた珪砂の影響により、粘着力は大きくなることが想定される.この粘着力は珪砂の粒径 や分布密度の影響を受けると考えられ、その影響で ECF UHSP を用いた場合のコンクリート強度と定 着長の関係はばらつきが大きくなったものと推測される.既往の知見においても、ECF ストランドの 付着力は、エポキシ樹脂被覆なしの PC 鋼より線と比較して大きくなるが、付着力のばらつきも大き くい傾向にあった^{3.3)}.

定着実験の結果から、定着長とコンクリート強度の関係は、PC 鋼材の種類ごとにおおよそ線形で表 現できることが示された.また、ECF UHSP は UHSP よりも付着力が大きくなる傾向であった.ただ し、コンクリート強度が 50 N/mm²以下の供試体では、UE40 と UE50 のように強度と引込量の大小関 係の逆転し、コンクリート強度が 60 N/mm² 以上の供試体の強度の定着長の傾向から外れる結果もみ られた.この結果と、3.3.1 で述べた強度と引込量の関係および強度と定着長の関係からも、15.7 UHSP あるいは 15.7 ECF UHSP をプレテンション構造に用いる場合は、一定レベルのコンクリート強度が必 要になると考えられる.また、HPC 構造をセグメント工法の主桁として用いた場合、本来プレテンシ ョン部材端部であった定着区間にも活荷重による曲げ応力が作用することが想定される.このとき、 定着区間では再緊張する PC 鋼材と定着されている PC 鋼材が配置されるため、応力状態が複雑とな る.そのため、定着長は、部材端部にプレストレスによる応力集中が生じない範囲で、定着長が小さ くなるような仕様とすることが望ましい. これらのことから, HPC 構造には高強度コンクリートの使用が望ましく,本章の検討の結果からは 60 N/mm²以上の高強度コンクリートを使用することで,設計や施工品質の確保が可能になると考えら れる.

3.4 プレストレス導入時の付着挙動の評価

3.4.1 HPC 構造のプレテンション供試体の製作方法

プレストレス導入時の付着挙動を明らかにすることを目的として HPC 構造を模した実験供試体を 製作し、プレストレス導入時の PC 鋼材の付着挙動を測定した.実験供試体の一覧を表-3.6 に示す. 実験パラメータはコンクリート強度と PC 鋼材の種類とし、設計基準強度 40,60,70,80 N/mm²のコ ンクリートと UHSP および ECF UHSP を組み合せた供試体にて、プレストレス導入時の PC 鋼より線 とコンクリート間の局部すべりとすべりに対する付着抵抗力の関係を求めた.なお、本稿ではこの局 部すべりを「すべり量(S)」と、局部すべりに対する付着抵抗力を「付着応力(r)」と、両者の関係

	実験供試	体の条件	コンクリー	- 卜強度特性	プレストレス導入時の
供試体	PC 鋼材種類	設計基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	PC 鋼材応力度 (N/mm ²)
U40		40	34.7	2.63	1548
U60	16 7 LUIOD	60	43.8	2.84	1597
U70	15.7 UHSP	70	57.8	3.40	1334
U80		80	65.4	3.51	1334
UE40		40	34.7	2.63	1557
UE60	15.7	60	43.8	2.84	1589
UE70	ECF UHSP	70	53.0	3.16	1356
UE80		80	62.6	3.28	1369

表-3.6 実験供試体の一覧



図-3.10 HPC 構造の供試体の概要



写真-3.3 HPC 構造の供試体の製作状況



写真-3.4 HPC 構造供試体の接続状況

を「*t-S*関係」と定義する.

コンクリート強度 40,60 N/mm²の供試体の*τ-S*関係は、定着実験で製作した供試体のプレストレス 導入時のひずみデータを用いて算出した.コンクリート強度 70,80 N/mm²の供試体は、□150×3000 mm の HPC 構造の供試体を新たに 2 体製作し、プレテンション供試体にプレストレスを導入した際の *τ-S*関係を求めた. HPC 構造の実験供試体の概要を図-3.10 に、製作状況を写真-3.3,3.4 に示す.

導入プレストレス量の影響を評価するため、供試体によってプレストレス導入時の PC 鋼材応力度 σ_{pi} の目標値を変化させた. コンクリート強度 40,60 N/mm²の供試体は、導入緊張力の最大値を想定 して σ_{pi} =1590 N/mm²を目標値とした. コンクリート強度 70,80 N/mm²の供試体は、実橋での供用時 の PC 鋼材応力を想定して σ_{pi} =1310 N/mm²を目標値とした.

3.4.2 付着応カーすべり量関係の算出方法

付着応力*t*およびすべり量*S*の算出方法を図-3.11 に,それぞれの数値の算出式を式 (3.1),(3.2) に 示す^{3.11)}.付着応力*t*は,プレストレス導入時の PC 鋼材の引張ひずみの変化量 $_{p\epsilon_i}$ に PC 鋼材の断面積 A_p とヤング係数 $_{pE_i}$ を乗じて緊張力 T_i を算出し,隣接する測点からの緊張力の変化量 ΔT_i (= A_p ×式(3.1) の括弧内)を PC 鋼材の周長 ϕ とひずみゲージの間隔 Δx で除して算出した.

$$\tau_{i} = \frac{A_{p}}{\Delta x \cdot \phi} \left({}_{p} \varepsilon_{i} \cdot {}_{p} E_{i} - {}_{p} \varepsilon_{i+1} \cdot {}_{p} E_{i+1} \right)$$
(3.1)

ここに, *τ_i* :*i* 点での付着応力 (N/mm²)

pεi : i 点の PC 鋼材ひずみの変化量 (×10⁶)

_pE_i: i 点の PC 鋼材ヤング係数 (N/mm²)

Ap : PC 鋼材の公称断面積 =150 (mm²)

Δx : ひずみゲージの間隔 =200 (mm)

φ : PC 鋼材の周長 =15.7π (mm)

すべり量*S*は、プレストレス導入時の PC 鋼材の引張ひずみの変化量とコンクリートの圧縮ひずみ の変化量の分布を用い、各測点の PC 鋼材の引張ひずみの変化量とコンクリートの圧縮ひずみの変化 量の差を、PC 鋼材ひずみの不動点から各測点までの距離で積分して求めた.なお、測点間のひずみ値 の補間は直線補間とした.

$$S_i = \int_{x_0}^{x_i} \left({}_{p} \varepsilon_i - {}_{c} \varepsilon_i \right) dx \tag{3.2}$$

ここに, *S_i*: *i* 点でのすべり量 (mm)

- pεi : i 点の PC 鋼材ひずみの変化量 (×10⁶)
- $c\epsilon_i$: i 点のコンクリートひずみ変化量 (×10⁶)
- *x_i*:不動点*x*₀から*i*点までの距離 (mm)
- x₀ : PC 鋼材ひずみの不動点 (PC 鋼材のすべりが 0 の点)



図-3.11 付着応力とすべり量の算出方法

3.4.3 付着応カーすべり量関係の算出結果

プレストレス導入時の*r-S*関係を図-3.8(a)~(h)に示す. 図中の*r*および*S*は, プレストレス導入時 (PC 鋼材がコンクリート内部に引き込まれる挙動を示す場合)に負側に挙動するように描いている. なお,以降の文中での*r-S*関係の考察では, *r*および*S*の値が負側に挙動する場合を「減少」,正側に挙 動する場合を「増加」と表記する. 図中の*l*は PC 鋼材ひずみの測点を示す. 例えば, *l=200*の*r-S*関係 は供試体端部から 100mm と 300mmの測点のひずみデータを用いて算出した結果である.

緊張装置の制御条件から,緊張用フレームを用いて製作した U40・UE40 および U60・UE60 は緊張 力約 3kN ごとに,PC 工場で製作した U40・UE40 および U60・UE60 は緊張力約 5kN ごとにプレスト レス導入時のひずみデータを測定した.いずれの緊張装置においても,プレストレスの導入速度は PC 鋼材のひずみ速度が 10 µ/sec 以下となるように制御した.また,コンクリート強度が 40,60 N/mm²の 供試体は,コンクリート強度が 70,80 N/mm²の供試体と比較して導入緊張力を大きく設定しており, プレストレス導入時のすべり量が大きい.そこで図-3.8 中では,U40・UE40・U60・UE60 の導入プレ ストレス量がその他の供試体と同程度になった時点のデータを白抜きの「◇」で示した.

すべての供試体において、プレストレスが導入されるとSの減少とともに τ が線形に減少するが、ある点において τ -S関係の傾きが低下しSの減少量が大きくなる傾向がみられた.本研究では、この現象を付着降伏、この点を付着降伏点 τ_y 、付着降伏点 τ_y 以降の τ -S関係の傾きを付着剛性と称する.参考として、図-3.12(a)に U40の I=200の測点における τ_y を「▲」で示す.

UHSP を用いた供試体は、コンクリート強度が 40~70 N/mm²の範囲にて、強度が大きくなるほど若 干ではあるが τ_y も大きくなる傾向にあった.ただし、U70 と U80 の τ_y はほぼ等しい結果であった.付 着剛性もコンクリート強度と連動して大きくなる傾向となり、特に U80 は U70 と比較しても付着剛 性の増加が顕著であった.また、若干のばらつきはあるものの τ -S 関係は測点によらずほぼ同じ履歴を



図-3.8 プレストレス導入時の*t-S*関係

たどった.

ECF UHSP を用いた供試体は、コンクリート強度が大きくなるほどで、および付着剛性が大きくなる 傾向であった. *r-S* 関係の履歴は、UE40 は測点ごとに若干異なる結果であったが、UE60 はこの差は 小さくなった. UE70 および UE80 では、プレストレス導入完了時点にて *l*=400 の測点の*t*が*t*_yに達し ていない状況であった. これらの結果から、高強度コンクリートを用いた場合は、*r-S* 関係の履歴は 測点によらず等しいと捉えても問題ないと考えられる.

PC 鋼材の種類の差に着目すると、いずれのコンクリート強度においても ECF UHSP を用いた方が τ_vおよび付着剛性は大きくなり、同一測点におけるすべり量も小さくなる傾向であった.

3.4.4 プレストレス導入時の付着メカニズムに関する考察

U40, UE40, U80, UE80 のr-S 関係(それぞれ図-3.12(a), (b), (g), (h)と対応)のプレストレス導入前,付着降伏点,付着降伏点~プレストレス導入完了の中間地点およびプレストレス導入完了での PC 鋼材ひずみの挙動を図-3.13(a)~(d)に示す.付着応力rが付着降伏点に達するまで($r < r_y$)の区間 では, l=100の測点の PC 鋼材ひずみのみが減少し, l=300の測点のひずみは変動しない.その後, S の 減少に伴いrも減少し,rが付着降伏点($r=r_y$,例えば図-3.8(a)中の▲)に達するとl=300の測点のひず みも減少を始めた.U40,UE40,U80においては,さらにSが減少し測点間の PC 鋼材ひずみが一定 の勾配に達すると,l=500以深の測点のひずみも順次減少を開始した.

これらの結果から、 τ_{y} は l=300(部材端部の測点と隣接する測点)のひずみが減少を開始するまでの l=100(部材端部の測点)のひずみの変化量 $\Delta \varepsilon_{p}$ の影響を受け、 $\Delta \varepsilon_{p}$ が大きいほど τ_{y} も大きくなる.すな



図-3.13 プレストレス導入時の PC 鋼材ひずみの挙動

わち, τ_yはコンクリート強度や PC 鋼材の種類によって変動し,コンクリート強度が大きいほど,または ECF UHSP を用いた場合の方が大きくなると考えられる.また,τ_yはひずみの測定間隔によっても値が変動することが想定される.本実験のひずみの測定条件では明確な付着降伏点が確認されたが,ひずみの測定間隔を小さくしていくと*τ-S* 関係は非線形の挙動を示すと考えられる.

付着剛性の傾きは、プレストレス導入時に PC 鋼材のひずみが変動する範囲とひずみの変化量の影響を受ける.例えば本実験では、 τ が付着降伏点に達するまでの範囲 ($\tau \leq \tau_p$)では、l=100の測点の PC 鋼材ひずみの変化量 $\Delta \varepsilon_p$ が大きいほど付着剛性も大きくなる. τ が付着降伏点に達した以降 ($\tau > \tau_p$)は、PC 鋼材ひずみの変動する範囲が小さいほど、また PC 鋼材の変化量が大きいほど付着剛性は大きくなる.本検討の結果では、コンクリート強度が大きいほど、また同一強度のコンクリートであれば ECF UHSP を用いた場合の方が、PC 鋼材ひずみの変動範囲は小さくなる結果であった.また、 τ_p 以降の τ -S 関係を確認すると、いずれのパラメータにおいてもすべり量が増加しても付着剛性の傾きは一定であった.すなわち、付着剛性は導入するプレストレス量によらず一定であり、コンクリート強度が大きいほど、また ECF UHSP を用いた場合の方が大きくなると考えられる.

これらの PC 鋼材の挙動をもとに推測したプレストレス導入時の PC 鋼より線とコンクリートの付 着メカニズムのイメージを図-3.14 に示す. プレストレス導入時の PC 鋼材の挙動を微視的に捉える と,ある幅を持った任意の点においてプレストレス導入による局部すべりが作用した際に, r< r,の範 囲(図-3.14(1))では任意の点の左側に局部すべりが生じ,右側は固定された状態で,すべりに抵抗す る付着力rが増加していくと考えられる. このとき, PC 鋼材はコンクリートとの界面の付着によって プレストレスに抵抗し,この抵抗力は PC 鋼材表面の微視的な凹凸とコンクリート中のモルタル,ま たはセメントペーストの噛み合いによる付着力,すなわち粘着力が主たる要因であると考えられる. この粘着力は, PC 鋼材の表面状態や PC 鋼材を拘束するコンクリートの強度特性の影響を受けると想 定され,特にエポキシ樹脂表面に珪砂が埋め込まれており表面の凹凸が大きい ECF UHSP において, その影響が大きくなると考えられる.

その後, PC 鋼材の局部すべりが増加してτが付着降伏点を超える(τ≧ τ, 図-3.14(2))と, PC 鋼材 とコンクリートの界面に摩擦力による抵抗力(動摩擦力)が生じた状態でSが増加していくと考えら れる.このとき,すべり量の増加に伴って緊張力による PC 鋼材の引張応力が解放されるため,ポア ソン比の影響によって PC 鋼材の直径が見掛け上増加すると考えられる.さらにすべりが生じた箇所 において, PC 鋼材に撚りに沿って回転しながらコンクリート内部に押し込まれるような作用が生じ, その結果より線の素線の外周が膨らむ撚りわらいが生じると推測される.これらの作用により, PC 鋼



図-3.14 プレストレス導入時の付着メカニズムのイメージ

材とコンクリートの界面に腹圧力による摩擦力が生じると考えられる. これらのことから, τ> τ, の区 間の付着応力は「PC 鋼材とコンクリートの界面に作用する摩擦力」と「PC 鋼材の引張応力の解放に 伴い, ポアソン比の影響と撚りわらいの影響によって生じる腹圧力による摩擦力」の和で構成される と考えられる. なお, 界面の摩擦力は場所によらず一定であるが,素線の外周の膨らみによる摩擦力 はすべり量に応じて変化し,供試体端部の方が大きくなると推測される. 図-3.13(c),(d)のプレストレ ス導入完了時の PC 鋼材ひずみ分布を比較すると,U80 は *l*=700 の点から供試体端部にかけて放物線 状の分布形状であるのに対し,UE80 は *l*=500 の点から供試体端部にかけて直線状の分布形状となっ ている. この現象は,UHSP では界面に作用する摩擦力と腹圧力による摩擦力が複合して作用してい るのに対し,ECF UHSP では界面の摩擦力が支配的になっているためと推測される.

3.5 本章の結論

本章では、1S15.7 高強度 PC 鋼より線の被覆のないもの(UHSP)および内部充てん型エポキシ樹脂 被覆されたもの(ECF UHSP)と設計基準強度 40~80 N/mm²のコンクリートを組み合わせたプレテン ション部材の定着実験を行い、プレストレス導入時の付着特性について評価を行った. 次に、定着実 験の結果をもとに HPC 構造のプレテンション供試体を製作し、UHSP および ECF UHSP のプレスト レス導入時の付着応力 たとすべり量 S の関係(r-S 関係)を求めた. 併せて r-S 関係の各ステップにおけ る PC 鋼材ひずみの分布状況をもとにプレストレス導入時の付着メカニズムを考察した.

本検討にて得られた主な知見を以下に記す.

- (1) プレストレス導入時の PC 鋼より線の引込量は、導入から 48 時間程度で一定値に漸近し、導入時のコンクリート強度が大きいほど引込量は小さくなる傾向であった. プレストレス導入時の定着長は、導入時のコンクリート強度が大きいほど、また ECF UHSP を用いた場合の方が短くなる傾向にあり、両者の関係は PC 鋼材の種類ごとに線形式で近似できた. ただし、設計基準強度が 50 N/mm²以下のコンクリートでは、この傾向から外れるケースがあった.
- (2) 設計基準強度 40, 60, 70, 80 N/mm²のコンクリートと 1S15.7 高強度 PC 鋼より線(UHSP および ECF UHSP)の組合せにおけるプレストレス導入時の r-S 関係を求めた. r-S 関係の履歴は, UE40 を除く全ての供試体で測点によらずほぼ同一の履歴をたどると考えられる結果が得られた. また, r-S 関係の特徴として, コンクリート強度が大きくなるほど ry および付着降伏以降の付着剛性も 大きくなる傾向にあり, その増加程度は ECF UHSP を用いた方が顕著であった.
- (3) *r-S*関係の*r*,は,隣接する測点の PC 鋼材ひずみが変化を開始するまでの部材端部の測点の PC 鋼材ひずみ変化量から求められる.よって,*r*,はコンクリート強度,PC 鋼材の種類およびひずみの 測定間隔の影響を受け,測定間隔を小さく設定すると*r-S*関係は非線形の挙動を示すと考えられ る.付着剛性の傾きは,プレストレス導入時の PC 鋼材ひずみの変動範囲とひずみの変化量の影 響を受ける.よって,付着剛性は PC 鋼材ひずみの測点の間隔やプレストレス量によらず一定で あり,コンクリート強度および PC 鋼材の種類によって定まると考えられる.
- (4) 定着実験で得られた *r-S* 関係と PC 鋼材ひずみの挙動をもとに、プレストレス導入時の付着メカニ ズムを推定した.プレストレス導入時の付着力は、付着応力 rが付着降伏点 ryに達するまでは主と して PC 鋼より線とコンクリートの界面の粘着力で構成されると考えられる.粘着力が破壊され た以降の付着力は、両者の界面の摩擦力と、ポアソン比および撚りわらいの影響で素線外周が膨 らむことで生じる腹圧力による摩擦力で構成されると考えられる.また、UHSP は界面に作用す

る摩擦力と腹圧力による摩擦力が複合して作用しているのに対し, ECF UHSP は界面の摩擦力の 作用が支配的と推測される.

これらの知見を踏まえ、HPC 構造の実現のための仕様と検討方針を以下のとおりとした.

- ・ 15.7 UHSP および 15.7 ECF UHSP を HPC 構造のプレテンション部材に適用する場合,一定レベルのコンクリート強度が必要になると考えられる.本章で実施した定着実験の結果を踏まえると, HPC 構造において設計および施工の品質を確保するためには,強度と引込量または定着長の関係に一定の傾向が認められる 60 N/mm²以上の高強度コンクリートの使用が望ましいと考える.
- HPC 構造では、基本的に 15.7 ECF UHSP を主ケーブルとして使用することを想定している. 15.7
 ECF UHSP は一般的にプレテンション部材に用いる PC 鋼より線と比較して、付着力に加えて導入できるプレストレスも大きくなるため、主桁端部において局部応力の発生が予測される. この対応として、本章の検討で得られたプレストレス導入時の r-S 関係を定式化し、PC 鋼より線の付着を表現するインターフェース要素の構成則として非線形 FEM 解析ソフトに導入することで、HPC 構造のプレテンションセグメントのプレストレス導入時の応力状態を精度よく推定できるFEM 解析手法の確立を図る(第5章).

【参考文献】

- 3.1) 圓林栄喜,香月智,石川信隆,太田俊昭: PC 鋼材の動的付着強度に関する高速引抜き実験,コ ンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, 1999.
- 3.2) 近藤吾郎:異形鉄筋の付着応力とすべり関係に及ぼす載荷速度の影響:コンクリート工学年次 論文集, Vol.30, No.3, pp.703-708, 2008
- 3.3) 社団法人 土木学会:エポキシ樹脂被覆を用いた高機能 PC 鋼材を使用するプレストレストコン クリート設計施工指針(案), 2010
- 3.4) 一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会 東北支部 PC 橋長寿命化委員会:高 耐久 PC 桁設計施工のポイント [プレテンションスラブ橋桁編], 2016
- 3.5) 田中実,鈴木辰幸,佐藤和徳,焼田聡:高耐久プレテンションT桁橋の施工-東北横断自動車
 道 釜石秋田線「釜石道路」不動沢橋(仮称)-,コンクリート工学, Vol. 54 No. 3, pp.290-296, 2016.3
- 3.6) 公益社団法人 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, 2017.11
- 3.7) Lopes, S. M. R. and do Camaro, R. N. F. : Bond of prestressed strands to concrete: transfer rate and relationship between transmission length and tendon draw-in, *Structural Concrete*, Vol.3, pp.117-126, 2003
- 3.8) 濵岡弘二: プレテンション PC 部材の高性能化に関する研究, 金沢大学博士学位論文, 2008
- 3.9) 細居清剛,市来隆志,中塚佶: PC 鋼より線とグラウトの付着特性に関する研究,第12回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.77-80, 2003.10
- 3.10) 細居清剛,市来隆志,白濵昭二,中塚佶:マルチストランドケーブルの付着挙動の推定に関する検討,第18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.251-256,2009.10
- 3.11) 竹崎真一, 是永健好, 野口博: プレストレス導入時における高強度鉄筋の付着性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 676 号, pp.967-973, 2012

第4章 再緊張時の PC 鋼より線の付着挙動に関する研究

4.1 本研究の背景と目的

HPC 構造では、プレテンション部材から延ばした PC 鋼材に再緊張力を与え、接続する部材にプレ ストレスを導入する「再緊張」の作業を行う、この際、プレテンション部材の端部にて、一旦コンク リートとの付着力によって定着された PC 鋼材を引抜くような力が作用する. プレストレス導入時の 付着力は、PC 鋼材とコンクリートの界面の摩擦力と、ポアソン比および撚りわらいの影響で素線外周 が膨らむことで生じる腹圧力による摩擦力で構成されると考えられるが、再緊張時は異なる付着メカ ニズムになると推測される.また、プレテンション部材から延ばした PC 鋼材に再度緊張力を与える 行為は HPC 構造特有のものであり、これまでに再緊張時の PC 鋼材の挙動について検討した事例はな い. そこで、プレテンション構造の供試体から延ばした PC 鋼材の再緊張力実験を行い、PC 鋼材とコ ンクリートの付着挙動を評価することとした. さらに, 再緊張後の供試体を解体し, 再緊張作業が PC 鋼材周辺のコンクリート組織や内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線の被覆に与える影響につ いて検討を行った.

本章では、これらの検討の成果を述べるとともに、得られた成果をもとに再緊張時の PC 鋼より線 とコンクリートの付着メカニズムについて考察した結果について記載する.

4.2 再緊張実験の概要

4.2.1 供試体および実験方法の概要

実験供試体および再緊張実験の概要を図-4.1 に示す.実験供試体は矩形断面とし、断面中心に PC 鋼材を1本配置したプレテンション構造の供試体とした.実験のパラメータは、コンクリート強度と PC 鋼材の種類とし、コンクリートの設計基準強度は40,60,70,80 N/mm²の4種類, PC 鋼材の種類 は 1S15.7 高強度 PC 鋼より線の被覆のないもの(以下, 15.7 UHSP) およびエポキシ樹脂被覆を施し たもの(以下, 15.7 ECF UHSP)とした.

供試体の一覧を表-4.1 に示す.供試体の記号 は、アルファベットが PC 鋼材の種類(U:15.7 UHSP, UE: 15.7 ECF UHSP) を, 数字がコンクリ = ートの設計基準強度を示している. コンクリート 強度が 40, 60 N/mm²の供試体は、定着実験で製 作した供試体を流用し、供試体数を1体として実 験を行った. コンクリート強度が 70, 80 N/mm² の供試体は、PC 工場にて新たに再緊張実験用の

表-4.1	再緊張実験の供試体	Þ
_		

/#=+/+		コンクリート	PC 鋼材応力 (N/mm ²)			
供試体 記号	の種類	設計基準強度 (N/mm ²)	プレテン セグメント	ポステン セグメント		
U40		40	1590			
U60	LUICD	60	1590	1710		
U70	UHSP	70	1310	1/10		
U80		80	1310			
UE40		40	1590			
UE60	ECF	60	1590	1710		
UE70	UHSP	70	1310	1/10		
UE80		80	1310			







写真-4.1 再緊張実験の状況



写真-4.2 計測機器の設置状況

供試体を製作し、供試体数は3体とした.

再緊張時において、再緊張力が導入緊張力を超える場合は PC 鋼材を引き抜くような力が作用する ことが想定される. 再緊張時の PC 鋼材の挙動を幅広い範囲で把握するには、プレストレス導入時と 再緊張時の PC 鋼材応力の差を大きく設定することが有効であると考えた. そこで、コンクリート強 度が 70,80 N/mm²の供試体の導入緊張力は、実橋での設計荷重作用時の PC 鋼材応力度の下限値を想 定して 196.5 kN (σ_p =1310 N/mm²) 程度を目標値とした. なお、コンクリート強度が 40,60 N/mm²の 供試体は、定着実験に用いたものを流用したため、導入緊張力は定着実験と同様に 238.5 kN (σ_{pi} =1590 N/mm²)を目標値とした. 再緊張力は、PC 鋼材の引張応力度の制限値の最大値となる 256.5 kN (σ_{pi} = 1710 N/mm²) を目標値とした、

再緊張時の状況を写真-4.1 に,再緊張実験における計測機器の設置状況を写真-4.2 に示す.再緊張 実験では,プレテンション供試体から延ばした PC 鋼材を再度緊張し,PC 鋼材およびコンクリートの 挙動を検討した.このとき,PC 鋼材とコンクリートの付着機構は,両者の(a) 粘着力,(b) 界面の摩 擦力,(c) 機械的な付着力の3つの作用に分類され,このうち(c)の作用は余長が短いほど大きくなる ことが報告されている^{4.1),4.2)}.そこで本実験では,供試体の端部にポストテンションセグメントを模 擬した長さ1.0m のラムチェアーを設置し,実施工時と条件を合わせて実験を行った.

4.2.2 使用材料

再緊張実験に用いた PC 鋼材の諸特性を前述の表-3.2 に、コンクリートの配合とフレッシュ性状を

:::::::::::::::::::::::::::::::::::::	マニンプ									単位量	(kg/m ³)			フレ	ッシュ性	状	
基準強度 (N/mm ²)	スランブ /フロー (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	W	С	細骨材	粗骨材	Ad	AE	スランプ /フロー (cm)	空気量 (%)	CT (°C)	適用 供試体			
40			26.0	20.1	174	101	629	1074	260	0.052	11.0	6.0	18.5	U40			
40			30.0	39.1	1/4	404	038	10/4	2.08	0.032	11.0	6.0	18.5	UE40			
60	12125	45125	24.5	40.0	155	450	680	1109	2.61	0.054	10.5	3.6	17.0	U60			
00	12±2.5	4.3±2.5	54.5	40.0	155	430	080	1108	2.01	0.034	10.5	3.6	17.0	UE60			
70			20.2	20.5	142	105	676	1121	200	0.069	11.0	4.8	33.0	U70			
/0			29.5	39.3	142	465	070	1121	3.88	0.008	12.0	5.4	28.0	UE70			
00	(0) 10	20110	27.2	42.5	127	504	770	1000	7 (1		53.0	1.1	33.5	U80			
80	60±10	2.0±1.0	27.2	43.5	137	504	112	1082	/.61	_	52.0	1.1	29.0	UE80			

表-4.2 コンクリートの示方配合とフレッシュ性状

※1) Ad:ポリカルボン酸ポリマー

※2) AE: 天然樹脂塩酸

表-4.2 に示す. PC 鋼材は, UHSP と ECF UHSP の 2 種類とし定着実験に用いた高強度 PC 鋼より線と 同じ特性のものを使用した. コンクリートは, 設計基準強度 40, 60, 70, 80 N/mm² の 4 種類とし, フ レッシュ時の性状が JIS A 5308 の規格値を満足することを確認したうえで, 実験供試体に打込んだ.

4.2.3 測定項目

測定項目と測定目的の一覧を表-4.3 に示す.測 定項目は,再緊張力,コンクリートひずみ,PC鋼 材ひずみ,PC鋼材の伸び量,抜出し量および回転 角とした.ここで,PC鋼材の抜出し量とは,再緊 張力によって供試体内部から抜け出てくるPC鋼 材の変位量を示している.

コンクリートひずみは,供試体側面に貼付した ひずみゲージ (CSG) にて, PC 鋼材ひずみは PC 鋼 より線に貼付したひずみゲージ (WSG) にて測定 した.コンクリート用のひずみゲージは供試体の 両側面に貼付し,WSG は PC 鋼材の円周方向に



写真-4.3 PC 鋼材の回転角の測定状況

90°間隔で4枚貼付した. CSG, WSG ともに平均値をひずみの測定値とした. コンクリート強度 70, 80 N/mm²の供試体は,再緊張時の挙動を詳細に確認するために WSG の貼付間隔を 100 mm ピッチとした.一方,コンクリート強度 40,60 N/mm²の供試体は,PC 鋼材ひずみの測定結果を後述する PC 鋼材の付着応力-すべり量関係の算出にも用いる計画であった.一般に,WSG は PC 鋼材の付着を阻害することから,これらの供試体では既往の検討を参考として WSG の貼付間隔を 200 mm 間隔とした.

PC 鋼材の伸び量は、ラムチェアー内に設置した 2 つの高感度変位計(感度:0.002mm)の測定値の 差から単位長さあたりの伸び量を求めた. PC 鋼材の抜出し量は、供試体端部から 85mm の位置に設 置した高感度変位計の測定値から、単位長さあたりの伸び量をもとに算出した 85mm 分の PC 鋼材の 弾性変形量を減じて算出した. PC 鋼より線の回転角は、PC 鋼より線に円盤状の治具を設置して測定 した. 治具の設置状況を写真-4.3 に示す. 変位計から延びたワイヤーを直径 57.3mm の円盤状治具の 円周方向に設けたくぼみ沿って巻き付けており、PC 鋼より線が 1°回転するとワイヤーに 2mm の変 位が生じる仕組みになっている. なお、PC 鋼材の抜出し量および回転角は、WSG が貼付されていな い側を再緊張した際の測定値を用いて算出した.

_			
-	測定項目	測定機器・センサ	備考
-	コンクリートひずみ	ポリエステルひずみゲージ PL-60	114期原注网 / 1 参照
_	PC 鋼材ひずみ	一般用ひずみゲージ FLK-2	賄竹間愶は 凶-4.1
	PC 鋼材の抜出し量	高感度変位計,容量 25mm,感度 0.002 mm	算出方法は 図-4.1 および
-	PC 鋼材の回転角	高感度変位計,容量 50mm,感度 0.005 mm	4.2.3 項中の本文を参照
_	再緊張力	センターホール型荷重計,容量 300kN	

表-4.3 再緊張実験の測定項目と目的

4.3 再緊張実験の結果

4.3.1 PC 鋼より線のひずみの分布

プレストレス導入時と再緊張時の PC 鋼材応力の差を大きく設定した U70, UE70, U80, UE80 の再



図-4.2 再緊張時の PC 鋼材ひずみの分布

緊張時の PC 鋼材ひずみの分布を図-4.2 に示す. ここで, 図中の PC 鋼材ひずみは, プレテンション供 試体のプレストレス導入前の PC 鋼材に緊張力を与えている状態で初期値を設定した. また, ECF UHSP を用いた UE70, UE80 に関しては, 再緊張中に端部から 100 mm の位置の WSG が断線したた め値が得られていない.

PC 鋼材に再緊張力を与えると、定着区間の PC 鋼材ひずみが徐々に増加し、ひずみの不動点も供試体の内部に移動した.この結果から、プレテンション部材から延ばした PC 鋼材を再度緊張し端部で定着することで、定着区間にもプレストレスが導入できると考えられる.各供試体の PC 鋼材のひずみ分布の差に着目すると、UHSP を用いた U80 はひずみの変動範囲が大きく、800 mm の位置から供試体端部にかけてなだらかにひずみが増加した.一方で、ECF UHSP を用いた UE80 は、端部から 400 mm~200 mm の範囲で急激にひずみが増加した.WSG の断線により 100 mm の位置の PC 鋼材ひずみが得られていないため推測となるが、UE80 の再緊張力は U80 と同等であるため、供試体端部の PC 鋼材ひずみも同じになる.すなわち、再緊張前後のひずみの増分 $\Delta \varepsilon_p$ (= σ_{pi}/E_p = 1710 /196500 = 8700 μ)が同程度になると仮定でき、その場合端部から 200 mm の位置にかけて PC 鋼材ひずみが一定に近い状態になっていると考えられる.コンクリート強度の影響に着目すると、U70 の不動点が U80 と比較して 200 mm ほど内部に移動したが、ひずみの分布状況は同様の傾向であった.UE70 と UE80 のひずみの分布状況には、大きな違いは見られなかった.

これらの結果から、UHSP を用いた供試体と ECF UHSP を用いた供試体で、再緊張時の PC 鋼材ひ ずみ分布の傾向が異なることが確認された.これは、エポキシ樹脂被覆の有無によって、PC 鋼材の付 着メカニズムが異なることを示唆していると考えられる.

4.3.2 PC 鋼より線の抜出し量の測定結果

再緊張時には,再緊張力の増加に伴い PC 鋼より線に抜出しが生じた.各供試体の抜出し量の最大値を表-4.4 に,再緊張力と抜出し量の関係を図-4.3 に示す.ここで,U40,UE40,U60,UE60の供試体数はそれぞれ1体ずつであったため,コンクリート強度ごとに一つの図に示している.

PC 鋼材の抜出し量の最大値は、コンクリートの強度が大きくなるにつれて小さくなる傾向であった.また、コンクリート強度が 40 N/mm²の供試体を除き、同一強度のコンクリートであれば UHSP を用いた供試体の方が ECF UHSP を用いた供試体よりも抜出し量は大きくなる傾向であった.

再緊張力と抜出し量の関係をみると、コンクリート強度が 40 N/mm²の供試体(U40・UE40)を除 き、エポキシ樹脂被覆の有無によって履歴が若干異なる傾向にあった.UHSPを用いた供試体(U60・ U70・U80)は、再緊張時に生じた PC 鋼材の抜出しが除荷の過程で残留しながら減少していく履歴を 描いた.一方で ECF UHSP を用いた供試体(UE60・UE70・UE80)は、UHSP を用いた供試体と比較 して再緊張時と除荷時で近い履歴を描いた.PC 鋼材とコンクリートの付着力が界面の粘着力や摩擦 力のみで構成される場合、再緊張時とその解放時で PC 鋼材の抜出し量は同じループを辿ると考えら れる.再緊張時と除荷時の履歴の差は機械的な付着力の影響と考えられる.

	PC	鋼材	コン	クリート強度	ξ特性	PC 鋼材	İ応力度	PC 鋼材抜出し量	
供試体 種類	鋼材種別	ヤング係数	設計 基準強度	圧縮強度	ヤング係数	プレテン 部材	ポステン 部材	実測値	推定値
		$\times 10^5 \text{N/mm}^2$	N/mm ²	N/mm ²	$\times 10^4 \ \text{N/mm}^2$	N/mm ²	N/mm ²	mm	mm
U40			40	41.2	2.825	1548.3	1709.2	5.76	4.82
U60	15.7	1.045	60	62.5	3.479	1596.9	1711.1	4.23	3.26
U70	UHSP	1.905	70	74.5	3.912	1305.6	1712.2	3.20	3.51
U80			80	86.6	3.991	1300.5	1708.4	2.84	2.82
UE40			40	41.2	2.825	1556.7	1712.3	5.82	5.01
UE60	15.7 ECF	1.012	60	62.5	3.479	1588.9	1709.8	4.01	3.44
UE70	UHSP	1.913	70	77.3	3.974	1338.4	1715.8	2.65	1.98
UE80			80	92.3	4.227	1322.6	1716.0	1.97	1.93

表-4.4 再緊張実験の結果

4.3.3 PC 鋼より線の抜出し量の推定

再緊張実験の結果,再緊張力の増加に伴いプレテンション部材の定着区間の PC 鋼材ひずみが変動 し,PC 鋼材に抜出しが生じることが明らかとなった.抜出し量は,最大値が U40 の 5.76 mm,最小値 が UE80 の 1.97 mm となり,コンクリート強度が大きいほど,また ECF UHSP を用いた方が小さくな る傾向であった.

ここで PC 鋼材の抜出しが再緊張力に与える影響を検討する. HPC 構造のセグメント桁を想定した 場合, PC 鋼材とシースの摩擦を無視すると, 緊張管理における PC 鋼材の伸び量の測定値は, 再緊張 力による PC 鋼材の伸び量と抜出し量の和として式(4.1)にて求められる.

$$\Delta L = \frac{\sigma_{pl} \cdot l}{E_p} + \Delta D_{pull} \tag{4.1}$$

ここに, ΔL : PC 鋼材の伸びの測定値(mm)

E_n:見掛けのヤング係数(kN/mm²)



図-4.3 再緊張力と引抜き量の関係

- *σ_{pi}*: 緊張時の PC 鋼材応力度(N/mm²)
- *l* : PC 鋼材の長さ(mm)
- ΔD_{pull}: PC 鋼材の抜出し量(mm)

例えば、実構造を想定してポストテンションセグメント長を 2.5 m, PC 鋼材の見掛けのヤング係数 \dot{E}_p =185 kN/mm²とし、再緊張時の PC 鋼材応力度を実験と同様に σ_{pi} =1710 N/mm²とすると、緊張管理 で測定される伸び量の中に含まれる抜出し量の比率は、コンクリート強度が 40 N/mm²の場合で約 20%、 60 N/mm²の場合で約 15%、70・80 N/mm²の場合で約 10%になると推測される. PC 鋼材の伸び量の誤 差は、直接緊張力に影響するため、再緊張時の緊張管理においては、PC 鋼材の抜出しの影響を考慮す る必要があると考えられる.

PC 鋼材の抜出し量は、再緊張時の PC 鋼材ひずみの変化量の積分値で表されると考えられた.そこ

で、再緊張前後の供試体端部から不動点までの PC 鋼材ひずみの変化量を積分(図-4.4 の赤色 塗潰し部)し、抜出し量の推定値を算出した. 算出結果を表-4.4 中に、実測値と推定値の分布 を図-4.5 に示す.なお、コンクリート強度が70、 80 N/mm²の供試体は、3 体の平均値を示してい る.U40、UE40 およびU60 では、推定値と実測 値の誤差が1 mm 程度と比較的大きくなった が、その他の供試体では概ね精度よく抜出し量 を推定できた.また、抜出し量の実測値が小さ くなるほど、実測値と推定値の誤差も小さくな る結果であった.

これらの結果から,再緊張時の PC 鋼材ひず みの挙動を推測することで抜出し量の推定は 可能であり,再緊張時の緊張管理にも反映でき ると考えられる.また,HPC 構造には,再緊張 時の PC 鋼材ひずみの変動範囲を小さくできる 高強度コンクリートの使用が適していると考 えられる.



図-4.4 PC 鋼より線の抜出し量の推定方法の概要



図-4.5 PC 鋼より線の抜出し量の実測値と推定値

4.3.4 PC 鋼より線の回転角の測定結果

再緊張時の再緊張力と PC 鋼より線の回転角の関係を図-4.6 に示す. なお, コンクリート強度 70, 80 N/mm²の供試体に関しては, 3 体全てで同様の傾向を示したことから, No.1 の供試体のデータのみ を示している.

全ての供試体にて,再緊張力が一定の値に達すると PC 鋼より線に回転が生じ始め,以降は再緊張力の増加に伴い徐々に勾配を緩めながら回転角も増加した. プレストレス導入時に PC 鋼材ひずみが大きく変動した箇所では,界面の粘着力が破壊されて PC 鋼材の応力が解放され,PC 鋼より線が内部に押し込まれるような力をコンクリートが拘束している状態にあると推測される. 再緊張力が小さい段階では,この PC 鋼より線を押し込こまれる力と再緊張力が相殺され,回転が生じずに再緊張力のみが増加したと考えられる.

PC 鋼材の種類の差に着目すると、コンクリート強度が同一であれば、ECF UHSP を用いた供試体の 方が UHSP を用いた供試体よりも回転角が小さくなる結果となった.また、PC 鋼材の種類が同一の 場合は、コンクリート強度が大きくなるほど回転角も小さくなる傾向であった.

PC 鋼より線の抜出し量と回転角の関係を図-4.7 に示す. PC 鋼材の種類によらず, PC 鋼より線の抜 出し量の増加に伴い回転角も増加する傾向であった.また,コンクリート強度が大きいほど抜出し量 および回転角は小さくなる傾向となった.この結果からも,再緊張時に PC 鋼より線が回転しながら 抜出ており,その程度はコンクリート強度の影響を受けると考えられる.

PC 鋼材の種類に応じた抜出し量と回転角の関係の勾配の差に着目すると、U70 と UE70、U80 と UE80 はいずれも同程度の勾配であった.一方で、U60 と UE60 は UHSP を用いた U60 の方が若干勾





(d) U80 • UE80





図-4.7 PC 鋼より線の抜出し量と回転角の関係

配は緩く,U40とUE40では明確にUHSPを用いたU40の方が勾配は緩い結果であった.ここで,試 験成績書のPC鋼より線の撚りピッチを確認すると,UHSPが230.4 mm,ECFUHSPが227.4 mmとほ ぼ等しい間隔であり、本来であれば抜出し量と回転角の関係の勾配はPC鋼材の種類によらず等しく なると推測される.コンクリート強度が小さいU40,UE40にてPC鋼材の種類によって回転角と抜出 し量の関係の勾配が異なるのは,PC鋼より線が撚りの溝に沿って抜け出ていないこと、すなわちコン クリートの撚りの溝を破壊しながら抜出ていることを示唆していると考えられる.

これらの結果からも, HPC 構造には高強度コンクリートの使用が適しており, 少なくとも設計基準 強度 60 N/mm²以上のコンクリートを採用するのが望ましいと考えられる.

4.4 供試体の解体調査

4.4.1 解体調査の目的

再緊張実験の結果,プレテンション供試体端部の定着区間では PC 鋼材にすべりが生じる結果であった.そこで,再緊張実験に用いた供試体のうち,U80 および UE80 の供試体の解体調査を行い,再 緊張時にひずみが変動した区間のコンクリートと PC 鋼材の状況を目視およびデジタル顕微鏡を用い て観察した.また,ECF UHSP を用いた UE80 では,再緊張時のすべりの影響によるエポキシ樹脂被 覆の損傷が懸念された.そこで,供試体内部から ECF UHSP の試験片を採取し,エポキシ樹脂被覆の 膜厚の測定と塩水乾湿繰返しによる鋼材保護性能の評価を行った.

解体調査の概要図を図-4.8 に,解体状況を写真-4.4 に示す.供試体にはプレストレスが導入されて いるため,安全確保の観点からプレストレスを開放しながら解体する必要があった.そこで,グライ ンダーにて供試体の長手方向に PC 鋼材に沿った切り込みを入れ,コンクリートと PC 鋼材の付着を 縁切れさせた状態で,断面方向の切断を行った.

4.4.2 解体調査の方法

目視調査は、供試体の左側(WSGを貼付した側)を解体して実施した. 再緊張時の PC 鋼材ひずみの発生区間は、前出の図-4.2 に示すように U80 が 800mm 程度, UE80 が 400mm 程度であった. そこで、PC 鋼材のすべりの有無と供試体の状態との関係を観察するために、PC 鋼材ひずみに変動が発生





写真-4.4 再緊張実験の供試体の解体状況

した区間を超える1200mmの位置まで供試体を解体した.

目視観察完了後,UE80からPC鋼材を採取し,エポキシ樹脂被覆の膜厚測定と塩水乾湿繰返し実験 を行った.なお,ECF UHSP にはエポキシ樹脂被覆の一部を除去したうえでWSG を貼付している. そこで,塩水乾湿繰返し実験に用いる ECF UHSP は,供試体の右側(WSG を貼付していない側)から 採取した.供試体の解体状況を写真-4.4 に,各調査方法および実験方法の詳細を(1)~(3)に示す.

(1) 目視による観察

目視観察では、供試体の端部の再緊張時に PC 鋼材ひずみが変化した区間、および供試体の内部の PC 鋼材ひずみが変化しなかった区間に着目してコンクリートおよび PC 鋼材の状況を観察した.また、目視観察で変状が確認された箇所については、最大 250 倍まで拡大可能なデジタル顕微鏡を用いて画像を記録した.

(2) ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆の膜厚測定

UE80 の供試体の左側の端部から 1100 mm の区 間の ECF UHSP を採取し, エポキシ樹脂被覆の膜 厚を測定した. 膜厚計は, デュアルタイプ膜厚計 LZ-990 を用いた. 膜厚計の仕様を表-4.5 に示す. ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆の厚さは, 製造会 社の品質管理値で 0.40~0.90 mm であるため, 0.001 mm の分解能, ±2%の精度で測定が可能と なる.

測定位置は,供試体端部から1100mm までの範 囲を概ね均等に分割した 33 測点とし,1測点あ たり3回の計測を行い,その平均値を測定値とし た.

(3) 塩水乾湿繰返し実験

塩水乾湿繰返し実験の概要を図-4.9 に示す.実 験供試体は、図-4.8 に示す供試体の右端から 800mm までの範囲の ECF UHSP を採取し、長さ 200mm に切断したうえで切断面をエポキシ樹脂 で被覆して作製した.また、比較対象として供試 体の外部に延ばした部分から採取した ECF UHSP と、エポキシ樹脂被覆が施されていない UHSP も 試料として実験に供した.

供試体は、5%NaCl 溶液を 50cc 程度含ませたス ポンジで覆い、35±2℃の恒温槽内に静置した.1 週間経過後、スポンジおよび PC 鋼材の乾燥を確

表-4.5 丿	膜厚計の仕様
---------	--------

測定方式	電磁・渦電流式兼用					
測定対象	磁性金属上の非磁性被膜					
測定範囲	0∼1000 <i>µ</i> m					
測定精度	t<0.05mm	0.001mm 未満				
	$0.05mm \leq t < 1mm$	±2%				
	1mm≦t<2mm	±3%				
分解能	0.1mm 未満	0.0001mm				
	0.1mm 以上	0.001mm				



35±2℃の恒温槽内に静置して乾燥させ、給水時にUHSP ECFの表面状態を目視で確認

図-4.9 塩水乾湿繰返し実験の概要



写真-4.5 塩水乾湿繰返し実験の状況

認したうえでスポンジの覆いを除去し, ECF UHSP に固着した塩を洗い流して発錆の有無を確認した. その後,再度 5%NaCl 溶液を約 50cc 含ませたスポンジで ECF UHSP を覆い,写真-4.5 に示す恒温槽 内に静置した.なお,塩水の乾湿の繰り返しは合計 6 回実施した.

4.4.3 目視による観察の結果

U80 および UE80 の解体後の状況をそれぞれ写真-4.6, 4.7 に示す. 再緊張時には, U80 は供試体端 部から 800mm の位置にかけて, UE80 は供試体端部から 400mm の位置にかけて PC 鋼材のひずみが 変動している.

U80のコンクリート面を観察すると、供試体の端部および内部のいずれの位置でもUHSPの撚り目



写真-4.6 U80の解体状況



写真-4.7 UE80の解体状況

に沿った跡が確認でき,再緊張後も破壊されずに 残存していた.ただし,PC 鋼材の撚りの隙間には セメントペーストが充填されており,部分的にモ ルタルが付着している箇所も見られた.このこと から,プレストレス導入時および再緊張時のいず れにおいても,撚りに沿って溝を破壊することな くPC 鋼材にすべりが生じていたと推測されるが, 撚りの隙間の深くに充填されたセメントペースト およびモルタルの一部は破壊されたものと推測さ れる.



写真-4.8 すべり痕の拡大写真

UE80 においても、コンクリート面に ECF UHSP の撚り目に沿った溝の跡が確認できた.ただし、 UHSP と比較して溝の深さは浅くなだらかであり、PC 鋼より線側には、モルタルやセメントペースト の付着は確認されなかった.また UE80 では、供試体端部付近の PC 鋼材に大きなすべりが生じた位 置において、コンクリート面および ECF UHSP の表面に斑模様のすべり痕が確認された.一方で、供 試体内部のすべりが生じていない箇所においては、コンクリート面や ECF UHSP の表面に変状は確認 されなかった.

ここで,斑模様が確認された箇所のコンクリート表面の状況をデジタル顕微鏡で観察した画像を**写 真-4.8**に示す.写真中の丸枠部付近のコンクリートにエポキシ樹脂被覆のものとみられる淡青色の塗 料がごくわずかに付着しているのが確認できる.このことから,斑模様はエポキシ樹脂被覆の塗料の 付着によるものと考えられ,再緊張時に大きなすべりが生じた箇所では,若干ではあるがエポキシ樹 脂被覆の塗料が削られていると推測される.

4.4.4 エポキシ樹脂被覆の膜厚の測定結果

UE80 のエポキシ樹脂被覆の膜厚の測定結果を図-4.10 に、測定状況を写真-4.9 に示す. 図中の一点 鎖線は 33 測点の膜厚の平均値を、点線は平均値±2σの値を示している. なお、PC 鋼材の製造会社の 膜厚の管理値は、0.40 mm~1.20 mm に設定されている.

測定の結果, 膜厚の最大値は 0.87 mm, 最小値は 0.74 mm, 平均値は 0.82 mm であり, 標準偏差 σは 0.03 mm であった. 再緊張時において, PC 鋼材ひずみが変動しすべり痕が確認された供試体端部から



図-4.10 エポキシ樹脂被覆の膜厚の測定結果



写真-4.9 エポキシ樹脂被覆の膜厚の測定状況

400 mm までの範囲(12 測点)と, PC 鋼材ひずみの変動が見られなかった 400~1200 mm までの範囲 (21 測点)の膜厚の平均値を比較すると、いずれも 0.82 mm で同値となった.また、参考として供試 体の外部に突出している PC 鋼材の任意の箇所 3 箇所で膜厚を測定した結果、平均値は 0.82 mm とな り、内部の膜厚の平均値と同値となった.

これらの結果から、目視観察にてコンクリートに付着したすべり痕の影響は極めて小さく、プレス トレスの導入および再緊張作業は、エポキシ樹脂被覆の膜厚にほとんど影響を与えないと判断できる.

4.4.5 供試体から採取した ECF UHSP の塩水乾湿繰返し実験の結果

塩水乾湿繰返し実験の開始前および2,6サイクルの乾湿繰返し後の ECF UHSP の状況を写真-4.10

に,2サイクルの乾湿繰返し後のUHSPの状況を 写真-4.11に示す.

UHSP の試料は、1 サイクル終了時に PC 鋼材 の全体に赤褐色の錆が発生し、2 サイクル終了時 には更に錆が進行した.一方で ECF UHSP は、6 サイクル終了時においても全ての試験片で腐食 は確認されなかった.これらの結果から、プレス トレスの導入および再緊張作業によって、ECF UHSP の鋼材保護性能に悪影響は生じていない と考えられる.



写真-4.10 2 サイクル終了時の UHSP の腐食状況



実験開始前

2 サイクル終了時

6サイクル終了時

写真-4.11 塩水乾湿繰返し実験における ECF UHSP の状況

4.4.6 解体調査のまとめ

解体調査の結果,U80,UE80 のいずれにおいてもコンクリート面に PC 鋼より線の撚りの溝が残存 していた.また,撚りの溝の凹凸は,UHSP を用いたU80 は深く,ECF UHSP を用いたUE80 は浅く なだらかであった.これらの結果から,PC 鋼より線のすべりは撚りの溝に沿って生じていると考えら れるが,U80 では,撚りの隙間深くに充填されたセメントペーストやモルタルの微小な破壊は生じて いたと考えられる.

大きなすべりが生じた UE80 の供試体の端部では、顕微鏡による観察にてコンクリート面にエポキ

シ樹脂被覆の塗料の付着が確認された.一方で,すべりが生じた範囲(供試体端部から400 mm の範囲)のエポキシ樹脂被覆の塗膜の厚さは,測定値の平均値±2のの範囲に収まっており,一般的なばらつきの範囲内であると推測される.また,塩水乾湿繰返し実験の結果から,すべりが生じた箇所においてもエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能は低下していないと判断できる.

これらの結果から、再緊張時にすべりが生じた箇所において、UHSP の撚り深くのコンクリート組織の微細な破壊や、ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆に極わずかな削れが生じるが、いずれも HPC 構造の性能に影響するものではないことを確認できた.

4.5 PC 鋼より線の再緊張時の付着挙動の評価

4.5.1 HPC構造の供試体の組立実験の概要

4.3 に示す再緊張実験の結果より, 再緊張時には PC 鋼材に抜出しが生じ, 緊張管理においてその影響を考慮する必要があることが分かった.また, 再緊張時の PC 鋼材ひずみの挙動を推測することで, PC 鋼材の抜出し量の推定が可能となることも明らかになった.そこで, プレテンション部材から延ばした PC 鋼材を再緊張した際の付着挙動を把握することを目的として, HPC 構造を模した実験供試体の組立実験を行い, PC 鋼より線を再緊張した際の付着挙動を定量的に評価することとした.

組立実験の実験供試体の一覧を表-4.6 に示す.実験パラメータはコンクリート強度と PC 鋼材の種類とし,設計基準強度 40,60,70,80 N/mm²のコンクリートに UHSP および ECF UHSP を組み合せた供試体にて,再緊張時の PC 鋼材のすべり量(S)とすべりに対する付着抵抗力(τ)の関係を求めた.ここで本研究では,このすべりに対する付着抵抗力を「付着応力(τ)」と称し,PC 鋼材の付着応力 τ とすべり量 Sの関係を τ -S 関係と称する.

コンクリート強度 70,80 N/mm²の HPC 構造の供試体と組立実験の概要を図-4.11 に示す.3.4 の検 討で用いた□150×1500 mm プレテンション供試体に□150×1500 mm のポストテンション供試体を接 続し,再緊張によりプレストレスを導入することで再緊張時の*τ-S* 関係を求めた.コンクリート強度 40,60 N/mm²の供試体の概要を図-3.1(b)に示す.これらのパラメータでは,定着実験で製作したプレ



図-4.11 実験供試体(U70・U80・UE70・UE80)と組立実験の概要

供試体	実験供試体の条件		コンクリート強度特性			PC 鋼材応力度(N/mm ²)		
	PC 鋼材種類	設計基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)		プレストレス導入時	再緊張時
			導入時	再緊張時	導入時	再緊張時	(N/mm^2)	(N/mm^2)
U40	15.7 UHSP	40	34.7	41.2	2.63	2.83	1548	1709
U60		60	43.8	62.5	2.84	3.48	1597	1711
U70		70	57.8	77.1	3.40	3.78	1334	1717
U80		80	65.4	94.3	3.51	4.31	1334	1717
UE40	15.7 ECF UHSP	40	34.7	41.2	2.63	2.83	1557	1712
UE60		60	43.8	62.5	2.84	3.48	1589	1710
UE70		70	53.0	69.0	3.16	3.79	1356	1746
UE80		80	62.6	85.0	3.28	3.98	1369	1746

表-4.6 実験供試体の一覧

テンション供試体を流用して再緊張実験を行った. 再緊張時は, プレテンション供試体にポストテン ション供試体を模擬したラムチェアーを設置し, HPC 構造の供試体と条件を合わせて実験を行った. プレテンション供試体の PC 鋼材応力の目標値は, コンクリート強度が 40, 60 N/mm²の供試体は, PC 鋼材の引張応力の制限値から余裕量を減じて 1590 N/mm²とし, コンクリート強度が 70, 80 N/mm²の 供試体は, 実橋での供用時の PC 鋼材応力を想定して 1310 N/mm²とした. この差により, 導入プレス トレス量の影響を考察できると考えた. 測定項目は再緊張力と PC 鋼より線のひずみとし, 再緊張力 は緊張ジャッキの前面に設置したロードセルにて, PC 鋼より線のひずみは WSG にて測定した. 再緊 張時の*r-S* 関係は, PC 鋼より線のひずみの測定値をもとに, 3.4.2 に示した方法 ^{4.3}) で算出した.

4.5.2 HPC 構造の再緊張方法

HPC構造の実験供試体と実験方法の概要を図 -4.11 に,供試体の組立フローを図-4.12 に,再 緊張の状況と定着部付近の状況をそれぞれ写真 -4.12,4.13 に示す.HPC構造の供試体の組立 は,最初にプレテンション供試体とポストテン ション供試体の接合面の両面にエポキシ樹脂系 の接着剤を塗布した.この際,接着剤の塗布厚 は1 mm 以上とし,ウェットゲージで膜厚を確 認したうえで接合した.次に,接合面にずれが 生じないようにプレテンション供試体とポスト テンション供試体を密着させ,供試体端部にロ ードセルを介して定着具をセットし,再緊張力 を負荷した.再緊張力が所定の値に達したら, クサビを定着具に押込み,定着作業を実施した.





この時,クサビの押込みとすべり(セットロス)によって,PC 鋼材の引張応力が減少し,その影響は 供試体の接合面にも及ぶ.そこで,定着具とアンカープレートの間にセットロスによるプレストレス の減少量に相当する厚さの調整板(シム)を挿入し,所定の緊張力が確保できるように調整した.シ ムの挿入手順は,最初にメスコーンにクサビの抜出しを防ぐキャップを取付け,反力架台(ラムチェ



写真-4.12 HPC 構造の供試体の組立状況

写真-4.13 再緊張の状況と再緊張完了後の定着部

アー)を設置してシムの挿入作業に必要なスペースを確保する.その後,再度所定の緊張力を与え, アンカープレートと定着具の隙間に緊張力を保持できるだけのシムを挿入した.

なお、HPC 構造を主桁として用いた場合は、セグメント部材の継ぎ目にて引張応力の発生は許容さ れない.この基準を満足するためには、プレテンションセグメント長を出来るだけ長くし、ポストテ ンション長を短く設定することが有効となる.一方で、ポストテンションセグメント長を短くすると、 セットロスによるプレストレスの減少の影響が部材接合部に及ぶことが想定される.これらのことか ら、実構造物においても同様の作業が必要になると考えられる.

4.5.3 付着応力(τ) - すべり量(S) 関係の算出結果

HPC 構造の製作サイクルにおけるrS 関係の 概要図を図-4.13 に示す.本図に示すrS 関係の 履歴は、プレストレス導入時のrS 関係に、再緊 張時のrS 関係を加算して描いており、rおよび Sは、プレストレス導入時には負側に、再緊張時 には正側に挙動するように描いている.図中に、 プレストレス導入、再緊張、クサビの定着、シム 挿入の各作業ステップをそれぞれ \blacklozenge 、 \blacktriangle 、 \blacksquare 、 \blacksquare のマーカーで示している.図-4.13 において、再 緊張時のrS 関係の履歴は、プレストレス導入

(◆)からスタートし、再緊張 (▲)、定着・解



凶-4.13 HPC 伸這の裂作時のたろ 舆论的体

放(■)、シム挿入(●)の作業ステップを経て終了となる.

各供試体の製作サイクルにおける r-S 関係を図-4.14(a)~(h)に示す. なお, この図中の r-S 関係は, 図-3.12(a)~(h)に示すプレストレス導入時の r-S 関係に, 再緊張時の r-S 関係を加算して描いている. 全体的な傾向として, いずれの PC 鋼材においてもコンクリート強度が大きいほど rは大きくなり, S は小さくなる傾向であった. また, コンクリート強度が同一であれば, ECF UHSP を用いた方が rは大 きくなる傾向であった.

UHSP を用いた供試体に着目すると、プレストレス導入完了後の PC 鋼材応力に相当する付着応力 に達するまでは S の増加に伴い rも増加し、U40 および U60 は約 1 N/mm²、U70 および U80 は約 2 N/mm² でピークを迎えた.その後、rは緩やかに低下し、更に S が増加すると再び緩やかに増加に転じ た.この時、コンクリート強度が大きいほどrの増加の傾きも大きくなる傾向であった.

ECF UHSP を用いた供試体においても、UHSP と同様にプレストレス導入後の PC 鋼材応力に相当 する付着応力に達するまでは、S の増加に伴いrも増加した.その後、rが 0 N/mm²付近に達すると緩 やかな減少に転じ、以降はrがほぼ一定でSのみが増加する傾向であった.ただし、UE70、UE80のプ レストレス導入時にrが付着降伏点ryに達していない測点(*l*=400、600)では、0 N/mm²を超えても S の増加に伴いrが増加する結果であった.これは、プレストレス導入時に PC 鋼材とコンクリートの界 面の粘着力が破壊されていないためと推測される.また、プレストレス導入時にrがryに達した測点で は、多少のばらつきはあるが、測点によらずr-S 関係が同様な履歴をたどる傾向であった.

再緊張以降の定着・解放時の挙動に着目すると、UHSP を用いた供試体は、若干のすべりが生じた 後に付着剛性が大きくなり、その後は *S* の減少に伴い*r*も減少した.一方で ECF UHSP を用いた供試



図-4.14 HPC 構造の製作サイクルにおける r-S 関係

体は、再緊張によって生じた PC 鋼材の伸びに相当するすべりが生じた後に付着剛性が大きくなり、 その後は S の減少に伴い たも減少した.次に、U70、UE70、U80、UE80 にて定着・解放後にシムを挿 入する際の挙動は、再緊張力の解放時とほぼ同様の履歴をたどった.一方、シム挿入のために 2 回目 の再緊張力を負荷した際に、再緊張力は 1 回目とほぼ同等であるにも関わらず、S は若干大きくなる 傾向であった.これは、シムを挿入するために 2 回目の再緊張力を与えた際に、新たに PC 鋼材とコ ンクリートの粘着力が破壊され、PC 鋼材ひずみの不動点が 1 回目の再緊張時よりも供試体内部に移 動した影響によるものと推測される.

4.5.4 再緊張時の付着メカニズムに関する考察

PC 鋼材の*r-S* 関係は、プレストレス導入時と再緊張時で、またエポキシ樹脂被覆の有無で異なる傾向を示した. PC 鋼より線の引抜き時の付着メカニズムに関しては、細居らによるエポキシ樹脂被覆されていない PC 鋼より線を対象とした研究が報告されている^{4.1),4.2)}. 一方、HPC 構造においては ECF UHSP の使用を標準としており、これまでにエポキシ樹脂被覆された PC 鋼より線の付着メカニズム に関する研究事例は報告されていない. そこで本項では、再緊張時の UHSP と ECF UHSP のひずみ挙動の差に着目し、それぞれの PC 鋼より線の付着メカニズムについて考察した. なお、プレストレス 導入時の付着メカニズムについては、3.4.4 に示している.

U40, UE40, U80, UE80 の再緊張時のひずみ挙動をそれぞれ図-4.15 に示す.いずれの供試体においても、 $\tau \leq \tau_{max}$ の範囲では再緊張力の増加に伴いl=100のひずみのみが増加し、 $\tau=\tau_{max}$ に達するとl=300のひずみも増加を開始した.その後、l=100のPC 鋼材ひずみの増分がl=300の増分よりも小さい場合はSの増加に伴い τ が減少し、その大小関係が逆転すると τ は緩やかな増加に転じた.



再緊張力が最大になったときの PC 鋼材ひずみの 分布に着目すると、UHSP を用いた供試体では不動 再緊張 点から供試体端部に向けて一定の勾配でひずみが 増加する傾向が見られた.一方 ECF UHSP を用いた 供試体では、供試体の端部に近づくほどひずみの増 加勾配が緩やかになる結果であった.これは、供試 体端部にて ECF UHSP のすべりに対する抵抗力が小 さくなっていることを示唆していると考えられる.

これらの PC 鋼材の挙動をもとに推測した再緊張 時の PC 鋼より線とコンクリートの付着メカニズム のイメージを図-4.16 に示す.再緊張時は,再緊張力 の増加に伴い PC 鋼より線の引張応力がプレテンシ ョン部材の端部から順次増加していく.再緊張力に よる PC 鋼より線の応力が,プレストレス導入以降 に PC 鋼より線に保持されている応力よりも大きく なると,プレストレス導入時に生じた素線の外周の 膨らみ(撚りわらい)が解消され,PC 鋼より線とコ ンクリートの界面に生じている摩擦力が低下する

(図-4.16(1)). その後も再緊張を継続すると,付着 応力はピーク(*r*_{max})を迎え,界面の摩擦力の低下が 部材の内部に進行する. やがて部材の端部側の摩擦 力が内部側よりも小さくなり,*S*の増加に伴って*t*が 減少する傾向に転じる(図-4.16(2)). UHSP におい てさらに再緊張を進めると,端部から順に撚りに沿 って回転しながらすべりが生じていく.一方で,す べりが生じていない箇所では回転は拘束されるた め, PC 鋼より線が一様に回転しながら抜出すこと は無い. その結果,すべりが生じた箇所で撚りわら



いが生じ、PC 鋼より線の素線の外周が膨らむと考えられる. さらに撚りピッチが伸びようとすること で腹圧力による摩擦力が生じ、Sの増加に伴い τ が再び増加する(図-4.16(3)). なお ECF UHSP の場合 は、PC 鋼材がエポキシ樹脂で被覆されているため表面の撚り目間の凹凸が小さく、撚りわらいも生じ にくいため、 τ がほぼ一定のままでSのみが増加すると考えられる.

再緊張力の除荷時は、UHSP の場合は撚りわらいによる腹圧力で摩擦力が生じている状態(図-4.16(3))からプレストレス導入時の状態(図-3.14(2))に変化すると推測される.その結果、摩擦力を 保持した状態ですべりが生じ、一定の付着剛性を有した状態で再緊張力が除荷されると推測される. 一方で、ECF UHSP の場合は再緊張による PC 鋼材の引張応力の増加の影響で、PC 鋼材の直径が減少 し摩擦力が低下した状態(図-4.16(2))から、プレストレス導入時の状態(図-3.14(2))に変化すると 推測される.そのため、再緊張時に生じた PC 鋼材ひずみに相当するすべりが生じた後に、*r-S* 関係の 傾きが大きくなると考えられる.ただし、いずれの場合においても、既に粘着力や PC 鋼材の撚り目 のセメントペーストの破壊が生じているため、プレストレス導入時よりも付着剛性は小さくなると想 定される.

今回の再緊張実験では、PC 鋼より線に 200 mm 間隔でひずみゲージを貼付しており、この条件下 での実験結果として *r*-*S* 関係に *m*ax および *n* などの付着剛性が急激に変化する点が見られた. ただし、 これらの値はプレストレス導入時の *v* と同様に、ひずみの測点の間隔によって変動すると考えられ、 たとえば測点の間隔を狭くしていくと、 *r*-*S* 関係は連続して傾きが変化する非線形の挙動を示すと考 えられる.一方、付着剛性の傾きは再緊張時に PC 鋼材ひずみが変化する区間のすべりに対する抵抗 力を示しており、PC 鋼材ひずみの変動範囲と変化量の影響を受ける. よって、再緊張時の付着剛性は PC 鋼材ひずみの測点の間隔や再緊張力によらず一定であり、コンクリート強度および PC 鋼材の種類 によって決定されると考えられる.

4.6 本章の結論

本章では、再緊張時の PC 鋼より線の付着特性を評価することを目的とし、HPC 構造を想定したプレテンション供試体を用いて再緊張実験を行った.また、実験後のコンクリート強度 80 N/mm² の供 試体(U80, UE80)を解体し、再緊張作業が定着区間のコンクリート組織や 1S15.7 内部充てん型エポ キシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線(ECF UHSP)のエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能に与える影響につ いて検討した.さらに、HPC 構造の供試体の組立実験を行って再緊張時の PC 鋼より線の付着応力 τと すべり量 S の関係(τ-S 関係)を求め、付着メカニズムを考察した.これらの検討の結果、得られた知 見を以下に示す.

- (1) プレテンション部材から延ばした PC 鋼より線に再緊張力を与えると、定着区間の PC 鋼より線 ひずみは増加した.よって、接続部材の端部で PC 鋼材を機械的に定着することで、定着区間に もプレストレスが導入できることが分かった.また、コンクリート強度が大きいほど、また ECF UHSP を用いた場合の方が PC 鋼材のひずみが変動する範囲は小さくなる傾向が得られた.
- (2) プレテンション部材の内部では、再緊張時においても PC 鋼より線ひずみは変動しない結果であった.このことから、HPC 構造の再緊張時には、部材継目部の応力状態にのみ着目した緊張管理 を行うのみで、求められる施工品質を確保できると考えられる.
- (3) 再緊張時には,再緊張力の増加に伴い PC 鋼より線に抜出しが生じ,抜出し量はコンクリート強度が大きいほど小さくなる傾向であった.また,PC 鋼より線の抜出し量と回転角には相関関係が認められ,再緊張時には PC 鋼より線は回転しながら抜出てくることが確認された.なお,コンクリート強度を 40 N/mm² とした場合は,コンクリート組織が破壊されながら PC 鋼より線が抜出ている可能性が示唆された.
- (4) HPC 構造では、ポストテンションセグメント長は短く設定されるため、再緊張時の緊張管理において PC 鋼材の抜出し量の影響を考慮する必要がある. PC 鋼材の抜出し量は、再緊張時の PC 鋼材ひずみの変化量を PC 鋼材ひずみの変動範囲で積分することで推定でき、コンクリート強度が大きいほど推定値と実測値の誤差は小さくなった.
- (5) 再緊張実験終了後のコンクリート強度が 80 N/mm²の供試体を解体し、コンクリート組織と ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能を確認した. コンクリートには、PC 鋼より線の撚りの 溝が破壊されることなく残存しており、撚りに沿って回転しながら抜出ていることが確認できた. また、コンクリートに残存した撚りの溝の深さおよび形状から、エポキシ樹脂被覆のない 1S15.7

高強度 PC 鋼より線(UHSP)の機械的な付着力は ECF UHSP よりも大きくなると考えられた.すべり量の大きい部材端部にて, ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆が極わずかに削られる事象が確認 されたが,鋼材保護性能は確保されている結果が得られた.

- (6) 設計基準強度 40, 60, 70, 80 N/mm²のコンクリートと 1S15.7PC 鋼より線(UHSP および ECF UHSP)の組合せにおける再緊張時の*r-S*関係を求めた. UHSP と ECF UHSP で₇₀以降の付着剛性の傾きが異なり,UHSP を用いた場合は*S*の増加に伴い*r*も若干増加するのに対し,ECF UHSP を 用いた場合は*r*がほぼ一定で*S*のみが増加する傾向であった.この際,UHSP を用いた供試体において, r₀以降の付着剛性の傾きはコンクリート強度の増加に伴い大きくなる傾向であった.また,再緊張時の*S*は,コンクリート強度が大きいほど小さくなる傾向であった.
- (7) 再緊張実験で得られた r-S 関係と PC 鋼材ひずみの挙動をもとに、再緊張時の付着メカニズムを推定した.再緊張力による PC 鋼材応力がプレストレス導入後に保持されている PC 鋼材の引張応力よりも大きくなると、PC 鋼より線の素線の外周の膨らみが解消され、コンクリートとの界面に生じている摩擦力が低下すると考えられる.この現象は、再緊張力の増加に伴って部材内部に進行していくが、PC 鋼より線のすべりが一定量に達し抜出しに伴う回転が生じ始めると、再び撚りわらいの影響により素線の外周が膨らみ、腹圧力によって摩擦力が増加すると推測される.この現象は、素線間の凹凸が大きい UHSP の方が顕著に表れると考えられる.

これらの知見を踏まえ、HPC 構造実現のための仕様と検討方針を以下のとおりとした.

- 再緊張時には PC 鋼より線に抜出しが生じ,抜出し量は PC 鋼材の種類やコンクリート強度と相関がある.本章の検討においては,ECF UHSP を使用した場合の方が,または高強度コンクリートを用いた場合の方が抜出し量は小さくなり,抜出し量の推定精度も高くなることから,再緊張時の施工品質の確保が容易になると考えられる.したがって,3章で得られた知見と同様に,HPC 構造には 60 N/mm²以上の高強度コンクリートの使用が望ましいと考えられる.
- ・ ECF UHSP を再緊張した場合,定着区間にてすべりが生じ,その影響でエポキシ樹脂被覆に極わ ずかな塗膜の削れが生じる.ただし,エポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能に影響しないことが確認 できており, ECF UHSP の HPC 構造への適用は可能である.
- ・ 再緊張時の緊張管理では、PC 鋼材の抜出し量の影響を考慮する必要があり、そのためには再緊張時のPC 鋼より線の挙動を一定の精度で推定する必要がある。そこで、本章の検討で得られた PC 鋼より線とコンクリートのr-S 関係を定式化し、付着を表現するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフトに導入することで、HPC 構造の非線形 FEM 解析手法の確立を目指すこととした(第5章)。

【参考文献】

- 4.1) 細居清剛,市来隆志,中塚佶: PC 鋼より線とグラウトの付着特性に関する研究,第12回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.77-80, 2003.10
- 4.2) 細居清剛,市来隆志,白濵昭二,中塚佶:マルチストランドケーブルの付着挙動の推定に関す る検討,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.251-256, 2009
- 4.3) 竹崎真一, 是永健好, 野口博: プレストレス導入時における高強度鉄筋の付着性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 676 号, pp.967-973, 2012

第5章 PC 鋼より線の付着メカニズムを考慮したハイブリッドプレストレスト コンクリート(HPC)構造の非線形 FEM 解析手法の確立に向けた研究

5.1 本研究の背景と目的

定着実験の結果より,1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線(以下, ECF UHSP) はエポキシ樹脂被覆のないもの(以下, UHSP)と比較してプレストレス導入時の付着強度が大きくな ることが明らかとなった.付着強度が大きくなると効率的なプレストレスの導入が可能となるが, PC 鋼材の配置状況によってはプレテンション部材の端部に局部応力が発生し,水平方向のひび割れの発 生が懸念される^{5.1)}.

再緊張実験の結果,再緊張力の増加に伴って定着区間の PC 鋼材ひずみが増加し,定着区間にもプレストレスが導入されることが明らかとなった.一般的なプレテンション桁では,定着区間は断面力の小さい主桁の端部に位置する.一方で HPC 構造では,プレテンション部材の定着区間が支間中央側に位置することから,作用する断面力も通常のプレテンション桁よりも大きくなる.そのため,構造諸元によっては,設計時に定着区間の応力状態評価が必要となり,その推定手法の確立が求められる. また,再緊張時の緊張管理では,部材接合部に所定のプレストレスを導入するために PC 鋼材の抜出し量を考慮した緊張管理が必要となる.

これらのことから, HPC 構造の実現のためには, プレストレス導入時および再緊張時の PC 鋼材の 付着特性を考慮した FEM 解析手法を確立する必要があると考えた.そこで, HPC 構造供試体の組立 実験で得られた PC 鋼より線の付着応力(*t*)とすべり量(*S*)の関係(以下, *r-S* 関係)を定式化し, PC 鋼より線の付着を表現するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフト DIANA^{5.2)}に導入することで, HPC 構造の FEM 解析手法を提案した.さらに, HPC 構造の供試体の組 立実験の再現解析と実物大の HPC 構造のプレテンションセグメントのひび割れ解析を行い, 提案し た FEM 解析手法の妥当性を検証した.

組立実験の再現解析では、プレストレス導入時と再緊張時の PC 鋼材ひずみの分布の解析値と実験 値を比較した.併せて、再緊張時の PC 鋼材の抜出しを考慮したシム(調整板)の挿入厚の解析値と 実験値を比較した.また、ひび割れ解析では、HPC 構造に用いるプレテンションセグメントを対象と して FEM 解析を行い、プレストレス導入時の応力状態を推測することで、ひび割れリスクを評価し た.このセグメントは、設計基準強度 60 N/mm²のコンクリートと 1S15.7 ECF UHSP を組み合わせて 製作しており、プレストレス導入後に局部応力によるものと推測される桁端部から延びた水平ひび割 れが確認されている.これらの検討により、提案した FEM 解析手法の妥当性を検証した.

本章では、HPC 構造の FEM 解析手法の詳細と、その妥当性を検証した結果について記述する.

5.2 HPC 構造の FEM 解析方法

一般的には、プレテンション構造の FEM 解析では、PC 鋼材とコンクリートが一体となって挙動する"完全付着"と仮定する.しかし、実際にはプレテンション部材端部の定着区間では PC 鋼材にすべりが生じており、完全付着の条件ではこの挙動を再現できない.本検討では、プレストレス導入時および再緊張時の PC 鋼材の挙動を推測する手法の確立を目的としているため、プレテンション部材の定着区間での PC 鋼材のすべりを精度良く推測する必要がある.そこで、PC 鋼材とコンクリートの


(c) HPC 構造の完成形 (グラウト硬化後)

図-5.3 HPC 構造の各施工ステップにおける解析モデルの模式図

間に付着を表現するインターフェース要素を挿入し、その構成則として非線形の*r-S*関係を設定することとした.

PC 鋼材とコンクリートを完全付着とした場合のプレストレス導入時の変形のイメージを図-5.1 に, インターフェース要素を用いた場合のプレストレス導入時の変形のイメージを図-5.2 に示す. 完全付 着とした場合は,プレストレスの導入時にコンクリートと PC 鋼材は部材全長にわたって同一の変形 が生じる.一方,インターフェース要素を用いた場合は,プレテンション部材の中央部では両者に同 一の変形が生じるが,部材端部では両者の界面のすべりに伴い PC 鋼材の方が大きな変形が生じる.

HPC 構造の各施工ステップにおける解析モデルの模式図を図-5.3 に示す. プレテンション部材にお けるプレストレス導入時および再緊張時の PC 鋼材の付着挙動は,インターフェース要素を用いるこ とで再現できる.ポストテンション部材の FEM 解析では, PC 鋼材の再緊張時は付着を無視し,グラ ウト注入後に完全付着とするのが一般的である.なお,一般的にポストテンション部材ではシースは 曲線状に配置されるため,シースと PC 鋼材の接触部に摩擦抵抗力が生じる.この影響を考慮する方 法としては、主ケーブルの要素に初期ひずみを与える方法、摩擦抵抗力を外力として与える方法、接触の影響を考慮したインターフェース要素を用いる方法などが考えられる.ただし、本章の検討にて 対象とするポストテンション供試体は、延長が1.5mと短くシース形状も直線であることから、PC 鋼 材とシースの摩擦の影響は考慮しないこととした.

5.3 PC 鋼より線の付着応カーすべり量関係の定式化

HPC 構造の FEM 解析では、プレストレス導入時と再緊張時で PC 鋼材には逆向きのすべりが生じる. そのため、PC 鋼材とコンクリート間のr-S 関係は、プレストレス導入方向のみの1方向の定義では不十分となる. すなわち、プレテンション部材のプレストレス導入時には、PC 鋼材が部材端部から中央部に引き込まれ、再緊張時には、PC 鋼材が部材端部から外側にすべりが生じる現象に合わせたr-S 関係を設定する必要がある. また、3章および4章の研究にて、プレストレス導入時と再緊張時において、PC 鋼より線の付着メカニズムが異なることが明らかになっており、それぞれの施工ステップにおける PC 鋼より線の付着挙動を再現できるr-S 関係を設定する必要がある.

そこで, PC 鋼材とコンクリートのインターフェース要素に実験から得られた*ъS* 関係を反映した構成則を設定し,汎用型の非線形 FEM 解析ソフト DIANA^{5.2)} に導入した.プレストレス導入時および再緊張時の構成則の詳細を(1)~(3) に示す.

(1) プレストレス導入時の挙動

実験結果を反映したプレストレス導入時のr-S関係を図-5.4 に示す. プレストレス導入時は, すべり量Sの増加に 伴い付着応力rも一定の勾配 (付着剛性) で増加し, 付着応 力が付着降伏点 r_y に達すると付着剛性が低下する挙動と した.ここで, $r < r_y$ の範囲を区間 1, $r \ge r_y$ の範囲を区間 2 と定義し, この区間での付着剛性をそれぞれ α_1 , α_2 とした. 除荷曲線は α_3 とし, 区間 1, 区間 2 のいずれにおいても同 じ傾きとした.なお, r-S 関係はすべて直線を組み合わせ て構成することとした.

(2) 再緊張時の挙動

実験結果を考慮した再緊張時の*r-S* 関係を PC 鋼材の種 類ごとにそれぞれ図-5.5、図-5.6 に示す. 各図にて, プレ ストレス導入時の挙動を点線で, 再緊張時の挙動を実線 で, 除荷曲線を破線で示している. なお, 再緊張時の ECF UHSP の*r-S* 関係は, プレストレス導入時に*t*が*t*₀に達して いるか否か, すなわち PC 鋼より線とコンクリート界面の 粘着力の破壊の有無で異なる履歴を設定した.

再緊張時は, Sの増加に伴いτも増加して Tmax でピークを





迎え、その後 v_b に向けてSの増加に伴いtが減少する挙動とした. v_b 以降は UHSP と ECF UHSP で挙動が異なり、UHSP はSの増加に伴い再びtも増加する挙動としたが、ECF UHSP はtが0 N/mm²のままで一定でSのみが増加する挙動とした. ECF UHSP でプレストレス導入時に、tが v_b に達する前に再緊張に移行した場合は、再緊張時においても界面の粘着力が有効であると想定される. そこで、t/max



まではSの増加に伴いても増加し、T'max以降はTが一定でSのみが増加する挙動とした.

(3) *r*-S 関係の構成則

*τ-S*関係の構成方程式を式(5.1)に、構成則の係数を表-5.1に示す.

$$\tau_i = \tau_{i-1} + \alpha_i (S_i - S_{i-1}) \tag{5.1}$$

ここに, *i* : 区間番号

- *τ_i*:区間*i*での付着応力 (N/mm²)
- τ_{i-1}:前区間の付着応力の最終値(N/mm²)
- *S_i* :区間*i*でのすべり量 (mm)
- S_{i-1}:前区間のすべり量の最終値 (mm)
- *α_i*:区間*i*での構成方程式の傾き

3.4 節および 4.5 節で述べたように, τ_y , τ_{max} , τ_b , τ'_{max} の値は PC 鋼材ひずみの測定間隔によって 変動すると考えられた. そこで,これらの数値をパラメータとした事前解析を行い, PC 鋼材ひずみの 解析値と実験値が同等となるように設定した. ただし, τ_{max} および τ_b は, PC 鋼材ひずみの分布形状に 与える影響が小さかったことから,組立実験の結果で得られた値を採用した.

区間 1~5の*r-S*関係の傾き*ai*は、プレストレス導入時、または再緊張時の PC 鋼材ひずみの変動範囲 と変化量から算出され、PC 鋼材ひずみの測点の間隔の影響を受けないと考えられた.そこで、各区間

係数	U70	U80	UE60	UE70	UE80
α_1	106.40	89.68	56.67	73.38	52.65
α_2	2.01	4.31	2.41	4.65	6.11
α_3	102.96	103.79	55.85	78.44	66.03
$lpha_4$	-2.37	-2.58	-2.71	-1.91	-3.28
α_5	1.32	1.70	_		
$lpha_6$	79.80	67.26	_	14.68	10.53
$ au_y$	-3.00	-3.00	-2.00	-4.00	-4.00
$ au_{max}$	1.74	1.53	1.00	1.00	1.00
$ au_b$	1.00	0.86	_	0.00	0.00
$ au'_{max}$	—		_	4.00	4.00

表-5.1 *τ-S* 関係の係数

の付着剛性の傾きは、3.4節および4.5節に示した組立実験結果をもとに設定した.

除荷曲線は、UHSP では除荷時のすべりが小さいため再緊張の点から直接でが減少する挙動とした. ECF UHSP では、再緊張時の PC 鋼材の伸び量相当のすべりが生じた後に、でS 関係の傾きが大きくな るように設定した.除荷曲線のでS 関係の傾きは、事前解析により PC 鋼材ひずみの解析値と実験値が 同等となるように定めた.

5.4 HPC 供試体の組立実験の再現解析

5.4.1 解析方法

(1) 解析モデルと境界条件

解析対象の HPC 構造の供試体を図-5.7 に,解析モデルを図-5.8 に示す.解析モデルは,断面の対称 性を考慮し 1/4 モデル(図-5.7 の断面図の赤枠内)とした.コンクリートはソリッド要素でモデル化 し,部材軸方向の要素幅を 20 mm 間隔とした.ポストテンション供試体は、シース断面積 (=1419 mm²: シース外径 ¢ 42.5 mm)の欠損分を考慮して図-5.8 中の断面図に示すように PC 鋼材周りに正方形断面 のシース孔をモデル化した. PC 鋼材はトラス要素でモデル化し、要素分割はコンクリート要素と同じ とした.プレテンション部材の PC 鋼材とコンクリート要素は、PC 鋼材要素と同一座標上にインター フェース要素を設けて結合した.ただし、ポストテンション部材では PC 鋼材とシース間に離間があ るため、インターフェース要素は設けないものとした.

解析モデルの境界条件を図-5.9 に示す.供試体の断面は,対称条件からY方向およびZ方向を拘束 した.また,剛体モードの変位を抑制するために,プレテンション供試体の端部にてX方向の変位を 拘束した.ポストテンション供試体の定着端は,PC 鋼材の端部接点のX方向自由度とコンクリート の端面接点のX方向自由度を結合し,PC 鋼材の再緊張時の反力をプレストレスとしてコンクリート に与えることとした.



図-5.7 HPC 構造の供試体



図-5.9 解析モデルの境界条件

(2) 解析の流れ

コンクリートは、クリープの影響を考慮するために粘弾性体とし、粘弾性体モデルとして図-5.10 に 示す Kelvin chain モデルを使用した.ここで、Kelvin chain モデルとは、ばね要素とダッシュポット要 素を並列に結合した Kelvin モデル n 個と、ばね

要素1個を直列に配置した粘弾性モデルである. PC 鋼材は降伏応力に至ることはないため弾性 体とし, PC 鋼材のヤング係数は*r-S* 関係の算出時 と同様に,実験時の PC 鋼材の緊張力とひずみの 関係から求めた値を用いた.また,リラクセーシ



図-5.10 Kelvin chain モデル

表-5.2 コンクリートの物性値

表-5.3 PC 鋼材の物性値

	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン	/# =* /+	強度特性	E(N/mm ²)	ヤング係数	ポアソン	リラク
供試体	(N/mm ²)	$(\times 10^4 \text{ N/mm}^2)$	比	比 供訊体		引張強度	(×10 ⁵ N/mm ²)	比	セージョン率 (%)
U70	57.8	3.40		U70	2146.7	22267	2.10		1.11
U80	65.4	3.51	0.2	U80	2140.7	2320.7	2.20	0.3	1.11
UE70	53.0	3.16		UE70	2140.0	22.40.0	2.09		4.86
UE80	62.6	3.28		UE80		2340.0	2.10		5.11

ョン率は, 試験成績書に示される値を用いた. コンクリートの圧縮強度およびヤング係数は, プレストレス導入時の実測値を用いた. コンク リートおよび PC 鋼材の物性値をそれぞれ表-5.9, 表-5.10 に示す.

再緊張実験の再現解析の流れを図-5.11 に示 す. プレストレスの導入は, PC 鋼材両端の節点 変位を固定した状態で緊張力による応力を導 入し,その後 PC 鋼材両端の拘束を解放してコ ンクリートにプレストレスを導入した. 乾燥収 縮およびクリープによる PC 鋼材応力の減少 は、コンクリート標準示方書 [設計編] 標準 1 編 2 章の式 解 2.2.2^{5.3)} により求めた乾燥収縮 ひずみと式 解 2.2.6^{5.3)} により求めた丸リープ ひずみをもとに算出し、クリープひずみの履歴 は、粘弾性構成則によるクリープ解析で求め た.

次に,ポストテンション供試体のコンクリート要素を追加し, PC 鋼材に収縮ひずみを与え



- プレテンション供試体の PC 鋼材に緊張力を与え, コンク リートにプレストレスを導入
- 乾燥収縮ひずみの経時変化を 体積ひずみとして入力
- クリープ係数を粘弾性構成則 (Kelvin chain モデル) に反映 させたクリープ解析を実施
- ポストテンション供試体のコンクリート要素を追加し、応力の引継ぎを実施
- ポストテンション供試体のPC 鋼材に収縮ひずみを与えて再 緊張を実施
- 実験データをもとにポストテ ンション供試体の PC 鋼材の ひずみを調整し,再緊張力を 解放
- プレテンション供試体の導入 ~再緊張までのリラクセーシ ョンの影響を差し引いた PC 鋼材応力度を算出

 ・ 再度再緊張を実施し、PC 鋼 材ひずみの変化量からシムの 挿入厚を算出

図-5.11 再緊張実験の再現解析の流れ

て再緊張を実施した.この際,コンクリート部材の弾性変形の分だけプレストレスが減少するため, PC 鋼材の応力が実験結果と同等になるまで,追加で収縮ひずみを付与した.その後, PC 鋼材の定 着・解放を再現するために, PC 鋼材ひずみの解析値が実験値と同等となるように収縮ひずみを緩和し た.リラクセーションによる PC 鋼材応力の減少量は,試験成績書に示されたリラクセーション値を 用いて解析値から減じて算出した.最後に,再び収縮ひずみを与えて所定の緊張力まで再緊張を行い, PC 鋼材ひずみの変化量からシムの挿入厚を算出した.

5.4.2 再現解析の結果

(1) 定着区間の応力状態の推定

再緊張実験の再現解析の結果をそれぞれ図-5.12~図-5.15 に示す. 図には,再緊張前,再緊張時, 定着・解放時,シム挿入時の PC 鋼材ひずみの分布を色分けして描いており,破線が実験値,実線が 解析値を示している.



図-5.14 U80のPC鋼材ひずみ分布

図-5.15 UE80のPC 鋼材ひずみ分布

再緊張前の PC 鋼材ひずみ分布は、UHSP を用いた U70、U80、ECF UHSP を用いた UE70、UE80 と もに良好に一致している. PC 鋼材の種類ごとのひずみ分布を比較すると、ECF UHSP を用いた供試体 の方が、解析値と実験値の差が若干大きい傾向にあるが、これはエポキシ被覆に埋め込まれた珪砂の 分布状況のばらつきが付着特性に影響すること^{5.4} が要因と考えられる.

次に、再緊張時および再緊張・シム挿入時の挙動に着目すると、いずれの供試体も解析値と実測値 が良好に一致している.また、U70、UE70、U80においては、再緊張・シム挿入時の PC 鋼材ひずみ の分布が、最初の再緊張時と比較して部材内部に移動する現象も再現できていた.なお、UE80 は、再 緊張・シム挿入時にひずみ分布が最初の再緊張時とほぼ同等となったが、これは UE80 のすべり量が 小さく、ほとんどの測点のひずみが除荷曲線上を移動しなかったことが要因と考えられる.

(2) 挿入するシム厚の推定

再緊張前と再緊張・シム挿入時点の PC 鋼材ひずみの変化量を測点の距離で積分して PC 鋼材の抜 出し量を求め、この値に PC 鋼材の弾性変形を加算してシムの挿入厚を求めた. 算出結果を表-5.4 に 示す. 表-5.4 シム厚の推定値と実測値

組立実験の結果では、シムの挿入厚は PC 鋼材 の種類が同じであればコンクリート強度が高い 方が小さくなり、コンクリート強度が同じであれ ば ECF UHSP を用いた方が大きくなる傾向にあっ

퓹ㅁ		シムの挿	入厚(mm)	
項日	U70	U80	UE70	UE80
実験値	6.91	5.88	9.73	9.69
解析値	6.29	6.53	9.14	10.15
誤差	-0.62	0.65	-0.59	0.46

た. 今回の解析では、これらの傾向が再現できていたと判断できる.

シムの挿入厚の実験値と解析値を比較すると、その誤差は±0.65mm 以内に収まっており、一定の精 度でシムの挿入厚を推定できた.ただし、U70、UE70 については、解析値が実験値よりも小さくなっ ており、これは緊張力が不足する側の評価となる.このため、更なる解析精度の向上を図るとととも に、HPC 構造の設計において、ポストテンション部材の PC 鋼材応力度に余裕量を加味し、実際の再 緊張時に解析値よりも若干厚めのシムを挿入するなどの対応が必要になると考えられる.

これらの結果より,組立実験で得られた*ъS*関係を非線形 FEM 解析に導入することで, HPC 構造の 応力状態をある程度定量的に推定できることが分かった.したがって,再緊張時の緊張管理に必要な PC 鋼材の抜出し量の推定が可能になったと考える.

5.5 HPC構造の実物大プレテンションセグメントのひび割れ解析

HPC 構造では、PC 鋼材に ECF UHSP を用いることを基本としている. ECF ストランドは、エポキ シ樹脂被覆に珪砂などのグリットを埋め込んでコンクリートとの付着力を高めており、本研究におい ても、ECF UHSP を用いた場合は UHSP を用いた場合よりも定着長が短くなる結果が得られている. 一方で、ECF ストランドを用いた場合に、付着力の向上に伴い桁端部に局部応力が発生し、ひび割れ が生じる懸念があることが報告されており^{5.1)}、高強度 PC 鋼材を使用した場合はそのリスクが大きく なると考えられる.また、HPC 構造では、プレテンションセグメントにポストテンションセグメント と一体後の最終の構造系で必要なプレストレスを予め導入しておく必要があるため、一般的なプレテ ンション桁よりも導入プレストレスが大きくなる.よって、プレテンションセグメントの製作時には 局部応力の影響を精度よくシミュレーションすることが求められる.

これらのことから,プレストレス導入時に局部応力によるものと推測されるひび割れが生じた実物 のプレテンションセグメントを対象としてひび割れ解析を実施し,本研究で提案したインターフェー ス要素を用いた非線形 FEM 解析手法の妥当性を検証した.

5.5.1 実物大プレテンションセグメント概要

HPC 構造の主桁の実用化にあたり,実物大のセグメント桁を製作した.製作した桁の概要を図-5.16 に示す. 主桁の形状は,幅 400 mm,高さ 1400 mm の長方形断面であり,プレテンションセグメント 長を 20.000 m,ポストテンションセグメント長を 3.565 m,主桁全長を 17.130 m とした.プレテンションセグメントの PC 鋼材は,1S15.7 ECF UHSP を上縁側に 4 本,下縁側に 17 本の合計 21 本配置し,最下段に配置した PC 鋼材 5 本のうち 3 本をボンドレス鋼材とした.ここでボンドレス鋼材とは,桁



図-5.16 HPC 構造の実物大桁の概要



写真-5.1 プレテンションセグメントの外観状況

端部に生じる局部応力の低減を目的とし、桁端部から一定の区間(本橋では3000mm)において、コ ンクリートとの付着を切った PC 鋼材のことを示す.主桁コンクリートの設計基準強度は60 N/mm²と し、プレテンションセグメントのプレストレス導入時の PC 鋼材引張応力は1590 N/mm²とした.

プレテンションセグメントは、コンクリートの強度がプレストレス導入強度 41 N/mm² を満足して いることを確認したうえで、コンクリート打込み翌日にプレストレスを導入した.プレストレス導入 後のプレテンションセグメントの外観状況を**写真-5.1** に示す.プレテン所セグメントの上縁からおよ そ 510 mm の位置とおよそ 860 mm の位置に、それぞれ長さ約 300 mm と長さ約 900 mm の橋軸方向の ひび割れが発生している.既往の報告により、エポキシ樹脂被覆 PC 鋼材をプレテンション桁に用い た場合、付着力の向上に起因した局部応力によりひび割れのリスクが大きくなることが報告されてい る ^{5.1)}.プレテンションセグメントには、主ケーブルにエポキシ被覆された高強度 PC 鋼材 (1S15.7 ECF UHSP)を用いていることから、PC 鋼材の付着力に加え、導入緊張力も一般の PC 鋼材よりも大きく なっている. さらに、上縁と下縁に PC 鋼材が配置されており、高さ方向の中央部付近に引張応力が 発生しやすい構造であったことから、付着力の向上に起因する局部応力によって水平ひび割れが生じ たものと考えられる.

5.5.2 解析方法

(1) 解析モデルと境界条件

プレテンションセグメントの解析モデルを図-5.17 に示す.解析モデルは、部材の対称性を考慮しプ レテンションセグメントの支間中央部を対象面とする 1/2 対称モデルとし、コンクリートはソリッド 要素でモデル化した.鉄筋は埋込鉄筋要素でモデル化し、鉄筋とコンクリートの付着モデルには島モ デル^{5.5)}を用いた. PC 鋼材はトラス要素でモデル化し、PC 鋼材要素とコンクリート要素は、PC 鋼材 要素と同一座標上にインターフェース要素を設けて結合した.インターフェース要素の構成則には、 5.3 で定式化した UE60 の*r-S* 関係を用いた.高さ方向の要素分割は、ソリッド要素の境界位置と PC 鋼材の配置位置が合致するように要素分割し、橋軸方向の要素分割は 100 mm とした.

解析モデルの境界条件を図-5.18 に示す. プレテンションセグメントは桁端部を支持点としたことから,同様に解析モデル端部の下面を支持点とし,剛体モードの変位を抑制するために Y 方向および Z 方向を拘束した.また,解析モデルの対称条件より支間中央部の X 方向を拘束した.



図-5.17 プレテンションセグメントの解析モデル



図-5.18 解析モデルの境界条件

(2) 解析方法と物性値

本解析で用いた解析物性値の一覧を**表-5.5** に示す. コンクリートは分散ひび割れモデル^{5.6)} (全ひ ずみ固定ひび割れモデル)を採用した. コンクリートの圧縮特性は, 圧縮破壊エネルギー G_{fc} (N/m) を考慮した放物線モデルを使用し, G_{fc} は式 (5.2) ^{5.7)} により算出した. コンクリートの引張特性は, 引張破壊エネルギー G_{ft} (N/m)を考慮した Hordijk モデル^{5.8)}を使用し, G_{ft} はコンクリート標準示方 書に従い式 (5.3) ^{5.3)} により算出した. ひび割れ面でのせん断伝達は, Al-Mahaidi 式^{5.9)}を用い, ひ び割れたコンクリートの圧縮強度低減にはコンクリート標準示方書に示される低減係数^{5.3)}を用いた.

$$G_{fc} = 8.77 f_c^{\prime 1/2} \tag{5.2}$$

$$G_{ft} = 10(d_{max})^{1/3} \cdot f_c^{\prime 1/3} \tag{5.3}$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²) d_{max} : 粗骨材の最大寸法 (mm)

コンクリートのヤング係数およびポアソン比は,道路橋示方書の値^{5.10)}を用い,コンクリートの引

材 料	項目	物性値	摘要	
	設計基準強度	(N/mm ²)	60	
コンクリート	引張強度	(N/mm ²)	3.53	式(5.4)
	ヤング係数	(×10 ⁴ N/mm ²)	3.50	
	ポアソン比		0.2	
	圧縮破壊エネルギーG _{fc}	(N/mm)	0.1063	式(5.2)
	引張破壊エネルギーG _{ft}	(N/mm)	67.9	式(5.3)
PC 鋼より線	0.2%永久伸びに対する強度	(N/mm ²)	1900	1S15.7 UHSP
	ヤング係数	(×10 ⁵ N/mm ²)	1.91	試験成績書
	ポアソン比		0.3	
	降伏点	(N/mm^2)	345.0	SD345
鉄筋	ヤング係数	(×10 ⁵ N/mm ²)	2.00	
	ポアソン比		0.3	

表-5.5 解析に用いた物性値

張強度は,設計基準強度に基づき式(5.4)^{5.3)}により算出した.

 $f_{tk} = 0.23 f_{ck}^{\prime 2/3}$

(5.4)

ここに、 f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

鉄筋および PC 鋼材は,弾性範囲内での挙動となるため線形材料とした.鉄筋の降伏強度は公称値 とし,ヤング係数およびポアソン比はそれぞれ道路橋示方書の値^{5.10)}とした. PC 鋼材の 0.2%伸びに 対する強度およびヤング係数は試験成績書の値とし,ポアソン比は道路橋示方書の値^{5.10)}とした.

PC 鋼材とコンクリートを結合したインターフェース要素の構成則には, 再緊張実験の UE60 の実験 結果から得られた*r-S* 関係を用いた.なお,本節の解析では, HPC 構造のプレテンションセグメント にプレストレスを導入する際の応力状態の評価を目的としている.そこで, UE60 の*r-S* 関係はプレス トレス導入時の挙動のみを定式化し FEM 解析に用いた。

5.5.3 解析結果

プレストレスの導入率 40, 50, 80, 100%の各ステップでの Z 方向の応力コンター図を図-5.19 に, ひび割れひずみの発生状況を図-5.20 に示す. プレストレスの導入に伴いプレテンションセグメント 端部の上縁および下縁側のコンクリートが X 軸の一方向に変形し,端面の中央部付近の Z 方向の引張 応力が増加した. プレストレス導入率 32%で Z 方向の引張応力がコンクリートの引張強度に達し,そ の後も導入プレストレスの増加に伴い Z 方向の引張応力は増加した. 導入率 50%にて引張応力の最大 値が 4.44 N/mm² に達し, ひび割れの発生に伴う応力の解放が見られた. ひび割れは主桁上縁から約 846 mm の高さに発生し, ひび割れパターンは主桁端面と側面に水平方向のひび割れであった. 以降, プレストレス導入率の増加に伴い Z 方向の引張応力は増加し,同時に主桁側面のひび割れも中央部に 向けて延びていった. 主桁側面のひび割れの延長は導入率 80%で約 730 mm,導入率 100%で約 830 mm に達した.

実物大プレテンションセグメントのひび割れ発生状況を確認すると、主桁上縁から 510 mm および 860 mm の高さにて、主桁端面と両側面に水平方向ひび割れが発生していた. 主桁側面のひび割れの

延長は、上段のひび割れが約300mm、下段のひび割れが約900mmであった.

解析の結果と実桁のひび割れ発生状況を比較すると、下段のひび割れは発生高さ、ひび割れの延長 ともにほぼ一致していたが、上段のひび割れは FEM 解析では再現されなかった.ただし、導入率 100% の Z 方向応力の発生状況を確認すると、主桁上縁から 245~508 mm の範囲において約 3 N/mm²の引 張応力が発生しており、ひび割れ発生位置での応力集中の事象は再現できた.したがって、今回の FEM



解析手法にてプレストレス導入時のひび割れ発生リスクを一定の精度で評価できていると考えられる. なお、今回の FEM 解析では、設計基準強度をもとに式(5.4)を用いてコンクリートの引張強度を算 出した.一方、実際のプレテンションセグメントは材齢1日でプレストレスを導入しており、その際 の引張強度は FEM 解析で想定した値に達していない可能性もある.これらの仮定値の差が、解析結 果と実際のひび割れ状況の差異に影響した可能性も考えられる.

5.6 本章の結論

本章では、HPC 構造に用いるプレテンション部材のプレストレス導入時および再緊張時の PC 鋼材 ひずみの挙動を推定することを目的とし、HPC 構造の非線形 FEM 解析手法の確立に向けた研究を実 施した.さらに、提案した FEM 解析手法にて、HPC 供試体の組立実験の再現解析と 1S15.7 内部充て ん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線を用いた実物大プレテンションセグメントのひび割れ解析 を実施し、解析手法の有効性を検証した.これらの検討の結果、得られた知見を以下に示す.

- 1) 3.4 および 4.5 の検討成果をもとに作成した 1S15.7 高強度 PC 鋼より線の付着応力 たとすべり量 S の関係(たS 関係)を定式化し, PC 鋼より線の付着を表現するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフトに導入した.さらに, HPC 構造の部材を構築する際のプレストレス導入,再緊張,くさびの定着と解放,再度の再緊張およびシム(調整板)挿入の各施工ステップの影響を考慮した非線形 FEM 解析手法を提案した.
- 2) 提案した FEM 解析手法にて、HPC 構造の供試体の組立実験の再現解析を行った結果、すべての供試体において各施工ステップでの PC 鋼材ひずみの挙動を一定の精度で再現できた.また、再現解析での PC 鋼材ひずみをもとに算出したシムの挿入厚の推定値と組立実験での実測値を比較すると、その誤差は僅かであった.この結果から、1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線、またはエポキシ樹脂被覆のない 1S15.7 高強度 PC 鋼より線のいずれを使用した場合でも、HPC 構造の再緊張時の緊張管理の精度は確保可能と考えられる.
- 3) 提案した FEM 解析手法にて、主ケーブルに 1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より 線を用いた実物大プレテンション桁のひび割れ解析を実施した.実物のプレテンションセグメントで は、プレストレス導入時に主桁端面および両側面に 2 本の水平方向ひび割れが発生している.解析の 結果、下段のひび割れは発生位置、ひび割れ延長ともに精度よく再現できたが、上段のひび割れは再 現できなかった.ただし、上段のひび割れ発生位置付近にて局部的な高さ方向の引張応力が発生して おり、一定の精度でひび割れリスクを評価できていると考えられる.
 - これらの知見を踏まえ、HPC 構造の実現に向けて以下の対策をとることとした.
 - 本章で提案した HPC 構造の FEM 解析手法により,再緊張時の PC 鋼材の挙動を一定の精度で再現で き,再緊張時に必要なシムの挿入厚も推定できた.この結果,再緊張時の緊張管理も可能になったと 考える.ただし,解析値と実測値に若干の誤差が生じることは避けられないことから,実構造物の再 緊張では推定値に対して若干厚めのシムを挿入し,所要のプレストレスを確保していく必要があると 考える.なお,再緊張時には,セグメント接合部において所要のプレストレスを導入することが目的 となることから,構造的にオーバープレストレスは許容されやすい傾向にあると考えられる.
 - 本章で実施した HPC 構造供試体の組立実験の再現解析では,ポストテンション供試体のケーブル形状 が直線であったことから PC 鋼材とシースの摩擦の影響を無視した.ただし,実構造物では PC 鋼材は

曲線配置になることが想定され、両者の摩擦によるプレストレスの損失を無視できない. 今後, HPC 構造を広く活用するためには、ポストテンションセグメント部での摩擦の影響を考慮した FEM 解析 手法 ^{5.11)} を検討する必要がある.

HPC 構造の FEM 解析手法の確立により,再緊張時の緊張管理の精度確保が可能になったと考える. ここで,再緊張時の PC 鋼材の抜出し量は,プレテンション部材に導入したプレストレス量,ポストテ ンション部材の再緊張力の大きさ,コンクリート強度,PC 鋼より線の径およびエポキシ樹脂被覆の有 無によって異なると考えられる. 今後,HPC 構造の物件ごとに FEM 解析を実施してシムの挿入厚さ を検討することは効率的ではないことから,事前に各パラメータと抜出し量の関係を整理しておくこ とが望ましいと考える.

【参考文献】

- 5.1) 田中実,鈴木辰幸,佐藤和徳,焼田聡:高耐久プレテンションT桁橋の施工-東北横断自動車
 道 釜石秋田線「釜石道路」不動沢橋(仮称)-,コンクリート工学, Vol. 54 No. 3, pp.290-296, 2016.3
- 5.2) DIANA FEABV : DIANA Finite Element Analyasis User's Manual, release 10.3
- 5.3) 公益社団法人 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.38-39, pp.41-42, pp.107-110, pp.486-489, 2018
- 5.4) 社団法人 土木学会:エポキシ樹脂被覆を用いた高機能 PC 鋼材を使用するプレストレストコン クリート設計施工指針(案),2010
- 5.5) 島弘,周礼良,岡村甫:マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひ ずみ関係,土木学会論文集,第 378 号/V-6, 1987.2
- 5.6) Selby, R. G. and Vecchio, F. J. : Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, Dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.
- 5.7) 戸田圭彦,佐藤知明,山本貴士,廣井幸夫:ASR を生じた PC 梁試験体の耐荷性能評価に用いる FEM 解析モデルの検討,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.95-100, 2014.10
- 5.8) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD-thesis. Delft University of Technology, 1991.
- Al-Mahaidai, R. S. H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dept. of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.
- 5.10) 公益社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, pp.44-53, 2017.11
- 5.11) 石川靖晃, 松本一志: PC ケーブル緊張時における FEM 応力解析手法の提案, コンクリート工 学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.505-510, 2019

第6章 ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の 接合部近傍の塩分浸透抵抗性の研究

6.1 本研究の背景と目的

プレキャストセグメント工法において、セグメント部材の接合部は、PC 構造物の力学的性能およ び耐久性を確保するうえで重要な部位である.一般的に、セグメント接合部は耐久性上の弱点となり うることも指摘されており、過去には接合部の不具合に起因した PC 橋の損傷事例も報告されている. 代表的な事故事例として、1985年12月4日に発生したイギリスのヤンシーグァス(Ynys-y-gwas)橋 の落橋事故がある^{6.1)}.この橋梁は、凍結防止剤散布による塩化物イオンがセグメント目地からグラ ウト充填不足のシース内に浸入し、PC 鋼材が腐食・破断して落橋に至っている.国内における事故 事例としては、妙高大橋のケーブル破断事故が挙げられる^{6.2)}.この橋梁では、シース内部に凍結防 止剤を含んだ水が浸入し PC 鋼材が腐食・破断しており、セグメント継目部が水の浸入経路になった 可能性が指摘されている.ただし、これらの事例はいずれもグラウト充填不足に起因しており、初期 の品質が確保されていないことが要因となっている.

道路橋示方書・同解説 III では,接合部の耐久性および耐荷性を確保するための仕様が規定されて おり⁶³⁾,「16.3 接合部の設計」では,部材接合面の内部鋼材の腐食に対する耐久性を確保するため の仕様として,1)腐食が生じない材質の鋼材の使用,2)エポキシ樹脂などの遮蔽材の使用と内部鋼 材の防食および被覆,のいずれかの対策を求めている.併せて,「16.4 コンクリートの打設を伴わ ない接合部」では,作用曲げモーメントが,接合面を全圧縮として算出した曲げモーメントの制限値 以下となるように設計することを規定している.これは,限界状態1(橋としての荷重を支持する能 力が損なわれていない限界の状態)において接合部の引張応力の発生を許容しないことを示している.

セグメントの接合面に塗布されるエポキシ樹脂接着剤は、一般敵に分子構造が緻密であり、塩化 物イオンの浸透に対する高い抵抗性が期待できる.また、一定の接着強度が期待でき、例えば本検討 に用いた2液性のエポキシ樹脂系接着剤は、カタログ値で3.8 N/mm²以上の接着強度が期待できる. この値は、2017年制定コンクリート標準示方書[設計編]本編式(解5.3.1)⁶⁴⁾にて算出される設計 基準強度70 N/mm²のコンクリートの引張強度3.9 N/mm²と同程度となる.

道路橋示方書・同解説 III では、コンクリートの引張強度を期待していないが、有効断面の確保を 目的として引張応力の制限値を 2.0 N/mm²としている.よって、エポキシ樹脂接着剤の接着強度以下 の引張応力条件下であれば、HPC 構造の接合部においても一体打ち構造のコンクリートと同等の塩 化物イオンの浸透に対する抵抗性が確保できることも想定される.また、既往の研究では、PC 部材 の応力状態によって塩分浸透抵抗性が変化し、圧縮応力が作用する場合はその抵抗性が向上し、引張 応力が作用する場合は低下することが報告されている^{6.5)、6.6)}.ただし、実際の PC 構造物に作用する レベルのごく小さい引張応力が作用する場合の物質移動抵抗性に関する知見は報告されていない.

また, HPC 構造のプレテンションセグメントでは, 再緊張作業によって部材端部の PC 鋼材にすべりが生じる. このとき, PC 鋼材周辺のコンクリートに微細なひび割れや破壊などの損傷が生じている可能性があり, かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性への影響も懸念される.

これらのことを踏まえ、本章では、実橋の応力状態を想定した HPC 構造の供試体と一体打ち構造のプレテンション供試体を用いて 10%NaCl 溶液浸せき実験を行い、HPC 構造の接合部付近の塩分浸

透抵抗性について評価した.

6.2 検討の概要

6.2.1 検討の目的と実験方法の概要

本検討では,HPC 構造を模した供試体を製作し,(a) 再緊張作業がかぶりコンクリート表面からの 塩分浸透抵抗性に与える影響の評価(以下,「検討(a)」),(b) 応力状態に応じた HPC 構造のセグメン ト接合部近傍の塩分浸透抵抗性の評価(以下,「検討(b)」),を目的として塩水浸せき実験を実施した. ここで,各検討の目的を表-6.1 に示す.

「検討(a)」の塩水浸せき実験の状況を写真-6.1に示す. HPC構造において, プレテンションセグメ ントから延ばした PC 鋼材を再緊張すると, 部材端部において PC 鋼材にすべりが生じる. この際, PC 鋼材周辺のコンクリート組織に微細な損傷が生じている可能性も考えられ, かぶりコンクリート の塩分浸透抵抗性などへの影響が懸念された. そこで, HPC 構造の供試体の底面を浸透面とし, プ レテンションセグメント側の, 再緊張時に PC 鋼材にすべりが生じていない箇所から接合面にかけて の部位を 10%NaCl 溶液に浸せきした.

「検討(b)」の塩水浸せき実験の状況を写真-6.2に示す.検討(b)では,H鋼を組み合わせた載荷用架 台に供試体を配置し,載荷用H鋼と載荷架台を曲げ荷重載荷用のPC鋼棒で緊結した.その後,PC鋼 棒に緊張力を負荷して HPC 供試体および一体打ち構造のプレテンション供試体に曲げ荷重を載荷し た状態で,セグメント接合部付近(一体打ち構造のプレテンション供試体は支間中央部付近)を 10%NaCl溶液に浸せきした.

表-6.1 塩水浸せき実験における検討の種類と目的

検討名	検討の目的
検討(a)	 ・ 再緊張作業がかぶりコンクリート表面からの塩分浸透抵抗性に与える影響の評価
検討(b)	・ 応力状態に応じた HPC 構造のセグメント接合部近傍の塩分浸透抵抗性の評価



写真-6.1 「検討(a)」の塩水浸せき実験状況



写真-6.2 「検討(b)」の塩水浸せき実験状況

6.2.2 実験供試体の概要

(1) 「検討(a)」の実験供試体

「検討(a)」の実験供試体の概要を図-6.1(a)に,実験供試体の一覧を表-6.2 に示す。検討(a)では, 5.5 HPC 構造の解析の検討で製作した HPC 構造の供試体を用いて塩水浸せき実験を行った.供試体 のパラメータは、コンクリート強度と PC 鋼材の種類とした.コンクリートは設計基準強度 70 N/mm²

/#===>/+-	コンクリート強度	PC 鋼材 供試体の		支間中央の応力	PC 鋼材応力 (N/mm ²)		
供訊件	(N/mm^2)	の種類	構造	(N/mm^2)	Pre-tension	Post-tension	
U70	70	UHSP		11.4	1334	1717	
UE70	/0	ECF UHSP	uno 推论	11.6	1356	1746	
U80	80	UHSP	HPC 博垣	11.4	1334	1717	
UE80	80	ECF UHSP		11.6	1369	1746	

表-6.2 検討(a)の実験供試体の一覧

表-6.3 検討(b)の実験供試体の一覧

		PC 鋼材	供試体の 構造	支閉由央の広力	PC 鋼材応力 (N/mm ²)			
供試体	コンクリート強度 (N/mm ²)			文間中央の応刀 (N/mm ²)	Pre-te	ension	D (()	
	(N/mm^2)	0ノ1里天貝	悟坦	(11/11111)	導入時	再緊張時	Post-tension	
HPC 7.0			uno #`*	7.0			1407.6	
HPC 0.0			HPC 構造 (継目有)	0.0	1536.7	1399.5	1426.5	
HPC -2.0	70	ECF		-2.0			1427.5	
Mono 7.0	70	70 UHSP		7.0		1399.5	—	
Mono 0.0			一1年打ら (純日年)	0.0	1536.7		—	
Mono -2.0			(桃日悪)	-2.0			_	

と80 N/mm²の2種類, PC 鋼材は1S15.7 高強度 PC 鋼より線の無塗装のもの(以下, UHSP)と内部充 てん型エポキシ樹脂被覆が施されたもの(以下, ECF UHSP)の2種類とし,それぞれを組み合わせ た.なお,供試体はパラメータごとに別バッチのコンクリートで製作した.

再緊張時の PC 鋼材のすべりがかぶりコンクリート表面からの塩分浸透抵抗性に与える影響を評価 するには、プレテンションセグメントとポストテンションセグメントの PC 鋼材の応力差を大きく設 定することが妥当と考えた.そこで、プレテンションセグメントの PC 鋼材応力の目標値は、実橋の 設計荷重作用時の PC 鋼材応力の最小値を想定して 1330 N/mm²程度とした.ポストテンションセグメ ントの PC 鋼材応力の目標値は、道路橋示方書に示される PC 鋼材応力の制限値の上限から各種の減 少量を差し引いて 1710 N/mm²程度とした。

(2) 「検討(b)」の実験供試体



⁽b) 一体打ち構造のプレテンション供試体

図-6.1 塩水(10%NaCl溶液)浸せき実験に用いる実験供試体の概要

「検討(b)」の実験供試体の概要 を図-6.1(a), (b)に, 実験供試体の 一覧を表-6.3 に示す.供試体のコ ンクリートの設計基準強度は 70 N/mm²とし, PC 鋼材は ECF UHSP を用いた.実験のパラメータは, 供試体の構造と支間中央部の応力 とした.供試体の構造は、HPC構 造と一体打ち構造の2種類とし, 同じベンチで同じバッチのコンク リートを用いてそれぞれ 3 体ずつ 製作した. ここで供試体の記号 は,最初の英字が供試体の構造 (HPC: HPC 構造, Mono: 一体打 ち構造)を,後に続く数字が支間 中央部の合成応力の目標値を示し ている.



HPC 構造の供試体は、支間中央 部にセグメントの接続部を設け、 図-6.2 PC 鋼材応力の算出根拠

接続面の両面に2液性のエポキシ樹脂接着剤を塗布したうえでプレストレスを導入して一体化した. PC 鋼材応力はプレテンションセグメントとポストテンションセグメントで同等となるように設定した.支間中央部の応力状態の目標値は,死荷重時を想定した 7.0 N/mm²,設計荷重時のセグメント接合部の制限値を想定した 0.0 N/mm²,一体打ち構造の制限値を想定した-2.0 N/mm²の 3 パターンとした.各パラメータとも,供試体数は2体としたが,1体を塩化物イオン濃度の分析に供し,もう1体は予備とした.

HPC 供試体の接合は、プレテンションセグメントへのプレストレス導入から 93 日後に実施した. そこで、この期間の PC 鋼材応力の減少量を減じてポストテンションセグメントの PC 鋼材応力を決 定した.供試体接合時のプレテンションテンションセグメントの PC 鋼材応力の算出根拠を図-6.2 に 示す.接合時のプレテンションセグメントの PC 鋼材応力 $\sigma_{pe(Pre)}$ は、プレストレス導入前の PC 鋼材 応力 σ_{pi} から、コンクリートの弾性変形による減少量 $\Delta \sigma_{p}$ 、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮に よる減少量 $\Delta \sigma_{pq}$ 、PC 鋼材のリラクゼーション $\Delta \sigma_{pr1}$ による減少量を減じて算出した.ポストテンショ ンセグメントの PC 鋼材応力 $\sigma_{pe(Post)}$ の目標値は、 $\sigma_{pe(Pre)}$ に PC 鋼材のリラクゼーションによる減少量 $\Delta \sigma_{pr2}$ を加算して求めた.また、一体打ち構造のプレテンション供試体の PC 鋼材応力は、プレテンシ ョンセグメントと同条件で製作されていることから、その値も同値になると考えた.

6.2.3 実験方法の詳細と分析方法

(1) 「検討(a)」の塩水浸せき方法

「検討(a)」の塩水浸せき実験の概要を図-6.3 に示す. 浸せき面は供試体の底面とし, 側面は2 液性のエポキシ樹脂で被覆した. 浸せき範囲は, プレテンションセグメントは接合部から 1050 mm, ポス



図-6.3 「検討(a)」の塩水浸せき実験の概要

トテンションセグメントは接合部から 300 mm の範囲とし、水槽の上部はポリプロピレンのシートで 覆い水分の逸散を防止した.浸せき溶液は 10%NaCl 溶液とし、浸せき期間は 2020 年 4 月 2 日~9 月 10 日までの 161 日間とした.浸せき中の測定項目は、NaCl 溶液の塩分濃度とし、2~3 週間に 1 回の 頻度で塩分計を用いて測定した.各水槽の溶液の塩分濃度に差が生じた場合は、新たに練り混ぜた 10%NaCl 溶液を追加し、各水槽の溶液の塩分濃度が同程度となるように調整した.

「検討(a)」の水槽には、1 面を浸透面とした ¢100×200 mm の円柱試験体を浸せきした. この円柱 供試体を一定期間浸せき後に割裂し、割裂面に硝酸銀溶液を噴霧して塩化物イオンがコンクリート内 部まで浸透していることを確認したうえで、塩水浸せき期間を終了した.

「検討(a)」の分析試料の採取位置を図-6.3 中に示す.分析試料は,再緊張時に PC 鋼材とコンクリートの界面にすべりが生じている箇所(接合部付近:接合部~100mm の範囲)とすべりが生じていない箇所から採取した.ここで,各供試体の再緊張時の PC 鋼材ひずみの変動範囲(接合部から PC 鋼材ひずみの不動点までの距離)は,U70が900mm,UE70が700mm,U80が900mm,UE80が700mmであった.そこで,分析試料はそれぞれ接合部から800~900mm,600~700mm,800~900mm,600~700mm,800~900mm,600~700mm,800~900mm,

(2) 「検討(b)」の塩水浸せき方法

「検討(b)」の塩水浸せき実験の概要を図-6.4 に示す. 浸せき面は供試体の底面とし,側面は2 液性 エポキシ樹脂で被覆した. 浸せき範囲は接合部を中心として左右 300 mm の範囲とし,浸せき期間は 2020年4月22日~同年9月17日までの148日間(HPC8.0, Mono8.0は2020年4月22日~同年9月 16日までの147日間)とした. 浸せき中の測定項目は,曲げ荷重を載荷している PC 鋼棒のひずみと





NaCl 溶液の塩分濃度とし, PC 鋼材には 1 箇所あたり 4 枚のひずみゲージを貼付し平均値を測定値と した.

曲げ荷重は、載荷用架台と載荷用H鋼を繋ぐPC鋼棒に緊張力を導入することで負荷し、PC鋼棒の 緊張力は、PC鋼棒のひずみの測定値で管理した.最初に、載荷用治具とPC鋼棒の定着具の間にセン ターホール型のロードセルを配置し、所定の荷重を載荷するまでの載荷用 PC 鋼棒のひずみを連続し て記録することで、載荷荷重とひずみの関係式を構築した.その後、一旦 PC 鋼棒の緊張力を解放し てロードセルを撤去した後に、再度所定のひずみに達するまで PC 鋼棒に緊張力を与え、曲げ荷重を 載荷した.なお、塩水浸せき実験は長期間にわたるため、PC 鋼棒の緊張力が実験室の室温の影響を 受けることが想定された.そこで、無応力状態の PC 鋼棒ひずみの経時変化を測定し、載荷用 PC 鋼 棒のひずみの測定値から温度の影響による変化量を減じることで、温度変化の影響を排除した.

PC 鋼棒のひずみは 2~3 週間に 1 度の頻度で測定し、曲げ荷重が減少している場合は、所定の曲げ 荷重となるまで PC 鋼棒の緊張力を調整した.また、併せて塩分計を用いて NaCl 溶液の濃度を測定 し、各水槽の濃度に差が生じた場合は検討(a)と同様に新たに練り混ぜた 10%NaCl 溶液を追加して溶 液の濃度を調整した.

「検討(b)」の分析試料の採取位置を図-6.4 中に示している.検討(b)では、応力状態に応じた塩化物イオンの浸透状況と接続部からの塩化物イオンの浸透の有無を確認するために、接続部を跨ぐようにコアを採取した

(3) 塩化物イオン濃度分布の分析方法

塩化物イオン濃度分布の分析は,JSCE-G 574-2013「EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分 析方法」⁶⁷⁾に準じて実施し、塩化物イオンの見掛けの拡散係数はJSCE-G 572-2018「浸せきによるコ ンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法(案)」⁶⁷⁾に準じて算出した.

EPMA 分析に用いる試料の調整方法を図-6.5 に示す.一体打ち構造のプレテンション供試体では,



図-6.5 試料の調整方法

湿式のコアドリルを用いて支間中央部から¢100 mmのコアを採取した.ここで、水掛かりのある箇所 は可溶性の塩化物イオンが流失している可能性がある.そこで、乾式のダイヤモンドカッターを用い てコア供試体を供試体の長手方向に平行な方向に切断し、水掛かりの影響が懸念される両端10 mmを 除去して幅 80 mm、深さ 50 mm、厚さ 20 mmの分析試料に整形した.この試料を樹脂により包埋し、 切断面を研磨して分析面とした.研磨後、導電性を与える目的で炭素を蒸着し、EPMA 分析の試料と した.

HPC構造の供試体は、セグメントの接合部が中央となるように *ø*100 mm のコアを採取し、供試体の 長手方向の面を分析面として、試料を 50 mm×80 mm×20 mm の形状に整形した.この試料を一体打 ち構造の試料と同様の方法で処理し、EPMA 分析に供した.

EPMAで得られた骨材のピクセルを含めた塩化物イオン濃度の分布より,Fickの第2法則に基づいた拡散方程式を用いて見掛けの拡散係数*D*_{ap}と試料表面の塩化物イオン濃度*C*_{a0}を算出した.算出式を式(6.1)に示す.

$$C(x,t) = C_{a0} \left(1 - erf\left(\frac{0.1x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}}\right) \right) + C_i$$
(6.1)

ここに, x :浸透面からの深さ (mm)

t :浸せき期間(年)

C(*x*,*t*) : 深さ*x* mm, 期間*t*年において測定された塩化物イオン濃度(%)

- *C*_{a0}: 試料表面の塩化物イオン濃度(%)
- *D_{ap}* : 見掛けの拡散係数(cm²/年)
 - C_i:初期に含有される塩化物イオン濃度
- *erf* : 誤差関数

6.3 再緊張が塩分浸透抵抗性に与える影響の検討

「検討(a)」の各試料の EPMA から得られた塩化物イオンの浸透状況を図-6.6~図-6.9 に、各供試体のコンクリートの物性値と塩化物イオンの見掛けの拡散係数*D*apを表-6.4 に示す.

各供試体のすべりが生じた箇所(すべり点)とすべりが生じていない箇所(不動点)の塩化物イオンの見掛けの拡散係数*D*_{ap}を比較すると、UE70、U80、UE80 はすべり点の方が大きくなったが、U70 は不動点の方が大きくなり、すべり点と不動点の*D*_{ap}の大小関係に一定の傾向は認められなかった.図-6.6~図-6.9 に示す EPMA 分析の結果を見ると、UE70(図-6.7(b)の赤枠部)において、不動点の方がすべり点よりも若干深くまで塩化物イオンが浸透しているように見える.ただし、塩化物イオ

	スランプ/	亦有具	圧縮強度	ヤング係数	Da	ıp	Ca	0	С	i
供試体	スランプフロー*	空风里	σ_{28}	Ec28	(cm ²	²/y)	(kg/r	n ³)	(kg/ı	m ³)
	(cm)	(%)	(N/mm^2)	(×10 ⁴ N/mm ²)	すべり点	不動点	すべり点	不動点	すべり点	不動点
U70	11.0	4.5	76.5	3.770	0.398	0.668	16.8	17.9	0.073	0.049
UE70	11.5	3.9	67.4	3.658	0.862	0.555	18.6	13.5	0.061	0.050
U80	64.0	1.0	88.3	4.100	0.319	0.202	8.3	10.7	0.080	0.053
UE80	65.5	1.1	83.9	3.687	0.609	0.407	18.3	9.3	0.037	0.061

表-6.4 各供試体のコンクリートの物性値と塩化物イオンの見掛けの拡散係数

※) 設計基準強度 70 N/mm²のコンクリートはスランプ, 80 N/mm²のコンクリートはスランプフローで管理した.



すべり点(接合部から10~90 mm) (a)

不動点 (接合部から 810~890 mm) (b)

図-6.6 U70の塩化物イオン浸透状況



すべり点(接合部から10~90 mm)

(b) 不動点(接合部から 610~690 mm)

図-6.7 UE70の塩化物イオン浸透状況



(b) 不動点(接合部から 810~890 mm)

図-6.8 U80の塩化物イオン浸透状況





ンの浸透は部分的であり,近傍に比較的大きな骨材が分布している影響と推測される.この点を除く と、すべり点と不動点の塩分浸透状況に明確な差は見られない.これらの結果から,再緊張時の PC 鋼材のすべりの有無がコンクリート表層からの塩化物イオンの浸透抵抗性に与える影響はほとんどな いと推測される.

PC 鋼材の種類の差を比較すると、いずれの設計基準強度においても ECF UHSP を用いた供試体の 方が UHSP を用いた供試体よりも*D_{ap}*が大きくなる結果であった.ただし、前述したように PC 鋼材 のすべりの有無が塩化物イオンの浸透抵抗性に与える影響はほとんどないと考えられることから、 PC 鋼材の種類が*D_{ap}*に影響を与えている可能性は小さいと推測される.ここで、各供試体のコンクリ ート強度を比較すると、同じ配合のコンクリートでも練り混ぜバッチによって材齢 28 日の圧縮強度 に差が生じており、圧縮強度が大きいほど*D_{ap}*が小さくなる傾向であった.このことから、U70 と UE70 および U80 と UE80 の*D_{ap}*の差は、コンクリート強度の影響によるものと考えられる.

供試体のコンクリート強度の差に着目すると,設計基準強度 80 N/mm²のコンクリートを用いた供 試体は,設計基準強度 70 N/mm²のコンクリートを用いた供試体よりもD_{ap}が小さくなる結果が得られ た.これは,設計基準強度の大きいコンクリートの方が W/C が小さく,コンクリート組織がより緻 密になっている影響と考えられる.

「検討(a)」の結果を総括すると、4.4 の結果から、再緊張によって PC 鋼より線にすべりが生じる 範囲では、特に無塗装の PC 鋼より線を用いた場合において、撚りの内部まで浸入したモルタルやセ メントペーストの微細な損傷が生じていると考えられる.ただし、この損傷は PC 鋼より線の周辺の みに留まっており、再緊張作業は PC 鋼材のすべりがかぶりコンクリートの物質移動抵抗性に影響を 与えることはないと判断できる.

6.4 接合面の有無および応力状態が塩分浸透抵抗性に与える影響の検討

6.4.1 曲げ荷重の載荷状況

(1) 曲げ載荷荷重と支間中央部の応力状態の計算結果

「検討(b)」の塩水浸せき実験にて載荷した曲げ荷重と供試体支間中央部の応力状態の一覧を表-6.5 に示す.一体打ち構造のプレテンション供試体の PC 鋼材応力は,供試体製作時のロードセルの測定 値から図-6.2 に示すプレストレスの減少要因を減じて算出した.HPC 構造の供試体の PC 鋼材応力は, 再緊張時にポストテンションセグメント端部に配置したロードセルの測定値を 1S15.7 の断面積

	曲げ載荷 PC 鋼材 供語		供試	体諸元	支間中央部下縁の応力			
供試体	荷重	応力*1	断面積	断面係数*2	目標値	死荷重時	合成応力	
	(kN)	(N/mm^2)	(mm ²)	(mm ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm^2)	
HPC 7.0	1.0	1368.8			7.0	8.22	6.62	
HPC 0.0	5.0	1387.7	22500	-562668	0.0	8.35	0.35	
HPC -2.0	6.0	1388.7			-2.0	8.35	-1.25	
Mono 7.0	1.0				7.0	8.36	6.76	
Mono 0.0	5.0	1399.5	22500	-562668	0.0	8.36	0.36	
Mono -2.0	6.0				-2.0	8.36	-1.24	

表-6.5 実験供試体の曲げ載荷荷重と支間中央部下縁の応力

※1) HPC 構造の供試体 (HPC シリーズ)の PC 鋼材応力は、再緊張時のロードセルの測定値を 1S15.7 の断面積 (A_p=150 mm²)で除して算出.一体打ち構造の供試体 (Mono シリーズ)の PC 鋼材応力は、図-6.2 に示すプレストレスの減少要因を減じて算出.

※2)供試体下縁の断面係数は,PC鋼材換算断面の数値を用いて算出.

 $A_p=150 \text{ mm}^2$ で除し、図-6.2に示す PC鋼材のリラクゼーションによる減少量 $\Delta \sigma_{pr2}$ を減じて算出した.

曲げ載荷荷重は、支間中央部下縁応力の目標値7.0,0.0,-2.0に対して、それぞれ1.0,5.0,6.0 kN とした.曲げ載荷荷重をまとまりの良い数値とした結果、支間中央部下縁の応力の目標値と合成応力 の値に若干の増減が生じたが、応力状態に応じた塩分浸透抵抗性を評価するという本検討の目的から 鑑みて、許容できる範囲であると判断した.

(2) 検討(b)の供試体の支間中央部応力の状況

曲げ荷重載荷用 PC 鋼棒のひずみの経時変化か ら算出した供試体支間中央部の応力状態の推移 を図-6.10~図-6.12 に示す. 全ての供試体にお いて、PC 鋼棒のリラクゼーションと気温変化の 影響による載荷荷重の減少によって、時間の経 過とともに支間中央部下縁のコンクリート応力 が徐々に増加する傾向であった.本実験は4月 下旬から開始したため,気温変化の大きい浸せ き期間の初期において特にコンクリート応力の 変動が大きかった. なお, 浸せき開始から 60 日 程度経過した以降は、応力の変動幅をある程度 小さく抑えることができた. それぞれの供試体 の下縁応力は, HPC 7.0 は 6.7~7.8 N/mm², HPC 0.0 は 0.2~2.0 N/mm², HPC -2.0 は-1.5~1.2 N/mm², Mono 7.0 $\ddagger 6.6 \sim 7.3$ N/mm², Mono 0.0 \ddagger 0.3~2.0 N/mm², Mono -2.0 は-1.4~1.5 N/mm²の 範囲で推移した.

各供試体の支間中央部下縁応力は,全体的に 目標値に対して高めに推移したが,目標値が同 一の HPC 構造と一体打ち構造の供試体の下縁応 力を比較すると,概ね同レベルで推移したと判 断できる.また,各供試体の下縁応力の目標値 と実測値に一定の差は生じているが,死荷重状 態(7.0 N/mm²程度),作用する圧縮応力が小さ い状態(0.0 N/mm²程度),道路橋示方書の制限 値に近い引張応力が作用している状態(-2.0 N/mm²程度)は再現できており,応力状態に応 じた各構造の塩分浸透抵抗性を評価するという 本検討の目的は達成できていると考えられる.











図-6.12 Mono・HPC -2.0 の支間中央部下縁応力

6.4.2 接合部の塩分浸透状況

EPMA 分析に供した HPC 構造の供試体から採取したコア試料の状況を写真-6.3 に示す. HPC 構造の供試体では、プレテンションセグメントとポストテンションセグメントを接続する際に、接合面に

エポキシ樹脂接着剤を塗布している.本実験の供試体では、このエポキシ樹脂が一部で浸透面にはみ 出て付着している状態であった.

EPMA 分析で得られた塩化物イオンの浸透状況をそれぞれ図-6.13 (a)~(f) に示す. HPC 構造の供試体のセグメントの接合部の塩化物イオンの浸透状況に着目すると,HPC7.0,HPC0.0,HPC-2.0のいずれの供試体も、塩化物イオンはコンクリート表面から浸入しており、接合部の界面を起点とした塩化物イオンの浸透は認められなかった.また、セグメント接合部周辺の浸透面にエポキシ樹脂が付着した箇所においても、コンクリート表面からの塩化物イオンの浸透が認められなかった.エポキシ樹脂 塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 [改訂版]⁶⁸⁾では、エポキシ樹脂層の塩化物イオンの拡散係数の設計用値を D_{epd}=2.0×10⁶ cm²/年に設定している.この数値は、仮にエポキシ樹脂の被覆厚を 0.4 mm とした場合、2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]⁶⁹⁾に準じて算出したW/C=35%の普通コンクリートのかぶり 16 cm 分の塩分浸透抵抗性に相当する.また、一般的にエポキシ樹脂の分子間距離は、塩化物イオンの分子と同程度とされている.セグメントの接合に用いるエポキシ樹脂系接着剤においても、コンクリートと比較して高い塩分浸透抵抗性を有することが確認できた.

HPC 構造のポストテンションセグメントとプレテンションセグメントの塩化物イオンの浸透状況 を比較すると、いずれの供試体においてもプレテンションセグメントの方が内部まで塩化物イオンが 浸透している状況であった.この要因として、プレテンションセグメントの PC 鋼材応力の減少量が 計算値よりも大きくなっていることが一因と推測される.既往の研究では、圧縮強度の 30%以下の 範囲では、作用する圧縮応力の増加に伴い塩分浸透抵抗性が向上することが報告されている⁶⁵⁾.本 検討では、HPC 供試体の両セグメントの PC 鋼材応力度が同等になるように、塩水浸せき実験開始時 のプレテンションセグメントの PC 鋼材応力を、道路橋示方書・同解説 III 4.2.3 コンクリートに関す る定数⁶³⁾に示される乾燥収縮度を用いて算出した.ここで、この乾燥収縮度は、実物大の PC 橋を想 定して設定されていると考えられる.実橋は部材厚が大きく、降雨などによる水分の供給を受けるた め、コンクリート内部の乾燥収縮量はコンクリート表面よりも小さくなる.一方、本実験で製作した 供試体は断面の寸法が 150mm 角と小さく、製作後は屋内期間に静置しており乾燥環境下に晒されて いた.そのため、乾燥収縮量が道路橋示方書で仮定している値よりも大きくなり、それに伴い PC 鋼 材応力の減少量も大きくなったものと推定される.その結果、プレテンションセグメントに導入され ているプレストレスがポストテンションセグメントよりも小さくなり、前者の塩化物イオンの浸透量

セグメント接合部 ポストテンション プレテンション セグメント セグメント



(a) HPC 7.0





セグメント接合部



 0
 (b)
 HPC 0.0
 (c)
 HPC -2.0

 写真-6.3
 HPC 構造の供試体から採取したコア試料の状況



図-6.13 EPMA 分析の結果

が若干増加したものと考えられる.

HPC 構造の供試体と一体打ちの供試体の塩化物イオンの浸透状況を比較すると,HPC 0.0 のプレテ ンションセグメントと Mono 0.0 の塩分浸透状況,HPC -2.0 のプレテンションセグメントと Mono -2.0 の塩分浸透状況は,いずれも同程度であった.一般的にプレテンション部材の端部は,PC 鋼材とコ ンクリートの付着が十分確保されていないため,導入されるプレストレスは小さくなる.これに対し, HPC 構造では,再緊張時に PC 鋼材ひずみの不動点からプレテンションセグメントの端部にかけて PC 鋼材ひずみが増加し,定着区間にもプレストレスが導入される.この影響で,プレテンションセグメ ントの端部においても,一体打ち構造と同等の塩化物イオン浸透抵抗性が確保できていると考えられ る. なお, HPC 7.0 のプレテンションセグメントは Mono 7.0 と比較して塩化物イオンの浸透状況が小 さくなった. この詳細な原因は不明であるが, 骨材の分布状況が影響していると推測される.

これらの結果から, PC 構造物に導入されるプレストレス程度の圧縮応力であればコンクリート内 部の微細ひび割れへの影響は小さく,コンクリートの塩分浸透抵抗性の向上に寄与すると考えられる. また,セグメントの接着に用いるエポキシ樹脂の塩分浸透抵抗性は高く,部材接合部の応力が道路橋 示方書の制限値以内であれば,曲げ載荷荷重載荷時においても微細ひび割れや部材界面のはく離など の損傷も生じず,塩分浸透抵抗性は低下しないと考えられる.

6.4.3 応力状態が塩分浸透抵抗性に与える影響の検討

各供試体の塩化物イオン濃度の分布状況をそれぞれ図-6.14 (a)~(f) に,供試体のコンクリートの物性値と PC 鋼材応力の一覧を表-6.6 に,各供試体の塩化物イオンの見掛けの拡散係数D_{ap}の算出結果を 表-6.7 に示す.ここで,塩化物イオン濃度は浸透面にエポキシ樹脂が付着している範囲を除外して測定した.

一体打ち構造の供試体では、支間中央部に作用する圧縮応力が小さくなるほど D_{ap} は大きくなったが、Mono 0.0 と Mono -2.0 の D_{ap} は同等の値となり、この応力状態の差では塩化物イオン浸透抵抗性にほぼ等しい結果であった.

HPC 構造の供試体のプレテンションセグメントにおいても、作用する圧縮応力が小さくなるほど D_{ap} は大きくなった. 一方、接合部の応力が 0.0 N/mm²となる HPC 0.0 の D_{ap} と、2.0 N/mm²の引張応力 が生じる HPC -2.0 の D_{ap} で若干の差が生じた. ただし、HPC -2.0 の D_{ap} は Mono -2.0 の D_{ap} と同程度の 値であったことから、引張応力の発生によって HPC 構造の部材接合部の塩化物イオン浸透抵抗性が 低下したわけではなく、ばらつきの範囲内であると考えられる.

HPC 構造の供試体のポストテンションセグメントの*D_{ap}*は、プレテンションセグメントよりも小さくなった.これは、6.4.2 で記述したとおり、ポストテンションセグメントに導入されているプレストレスがプレテンションセグメントよりも大きいことが要因と推測される.また、HPC-2.0 では、ポストテンションセグメントの*D_{ap}*がプレテンションセグメントのよりも*D_{ap}*大きく低下した.これら

支間中央部の		中午日	圧縮強度	ヤング係数	PC	鋼材応力(N/m	m ²)
合成応力の目標値	(cm)	空気重 (%)	σ_{c28}	E_{c28}	一体打ち	HPC	構造
(N/mm ²)	(em)	(70)	(N/mm2)	(×10 ⁴ N/mm ²)	構造	Pre-tension	Post-tension
7.0					1399.5	1399.5	1407.6
0.0	11.0	4.5	74.5	3.552	1399.5	1399.5	1426.5
-2.0					1399.5	1399.5	1427.5

表-6.6 各供試体のコンクリートの物性値と PC 鋼材応力

支間中央部の		D _{ap} (cm ² /y)			C _{a0} (kg/m ³)			Ci (kg/m ³)	
合成応力の目標値 (N/mm ²)	一体打ち	HPC	構造	一体打ち	HPC	構造	一体打ち	HPC	構造
(1.0.1111)	構造	Pre-tension	Post-tension	構造	Pre-tension	Post-tension	構造	Pre-tension	Post-tension
7.0	0.550	0.412	0.357	31.8	32.3	23.6	0.066	0.120	0.078
0.0	0.736	0.486	0.457	35.0	43.5	35.9	0.080	0.104	0.114
-2.0	0.738	0.769	0.306	29.4	29.4	24.3	0.034	0.069	0.065



図-6.14 塩化物イオン濃度の分布

の供試体は、同一バッチのコンクリートを用いて製作していることから、コンクリートの配合や施工 品質のばらつきによる影響とは考えにくい.詳細な原因は明確ではないが、骨材の分布状況や、エポ キシ樹脂の浸透面への付着が影響したものと推測される.

既往の研究にて報告されているとおり, HPC 構造でもプレストレスによる圧縮力が塩化物イオン 浸透抵抗性の向上に有利に作用する結果が得られた.また,一体打ち構造における道路橋示方書の制 限値以内の引張応力であれば,セグメント接合部を有する部材においても塩化物イオン浸透抵抗性は ほとんど低下せず,接合部の一体性が確保されていると考えられる結果であった.これらの結果から, 道路橋示方書に準じて設計し,ポストテンションセグメントにプレテンションセグメントと同等以上 のプレストレスを導入することで, HPC 構造の接合部は一体打ち構造と同程度の塩分浸透抵抗性を 発揮できると考えられる.

6.5 本章の結論

本章では、再緊張作業がコンクリート表面からの物質移動抵抗性に与える影響の評価を目的とし、 HPC 構造の供試体の塩水浸せき実験(「検討(a)」)を実施した.「検討(a)」では、十分に塩化物イオン が浸透するまで供試体を浸せき後、再緊張時に PC 鋼より線にすべりが生じた箇所(すべり点)と生 じていない箇所(不動点)から採取したコア試料の塩化物イオン含有量を比較した.次に、応力状態 に応じた HPC 構造のセグメント接合部近傍の塩分浸透抵抗性の評価を目的とし、HPC 構造の供試体 と一体打ち構造のプレテンション供試体に曲げ荷重を載荷した状態で塩水浸せき実験(「検討(b)」) を行った.「検討(b)」では、セグメント接合部から採取したコア試料と一体打ち構造の供試体から採 取したコア試料の塩化物イオン含有量を比較した.これらの検討にて得られた主な知見を以下に示す.

- (1) HPC 構造供試体のすべり点と不動点から採取したコア試料の塩分浸透抵抗性を比較した結果, 塩化物イオンの浸透状況や塩化物イオンの見掛けの拡散係数Dapに,すべりの有無による明確な 差は認められなかった.エポキシ樹脂被覆した PC 鋼材を配置した供試体はDapが若干大きくな る傾向であったが,これはコンクリートの練り混ぜバッチが異なることによる圧縮強度の差の 影響と推測された.これらの結果から,再緊張時に PC 鋼より線のすべりによってコンクリート 組織に生じる微細な損傷は, PC 鋼材の被りコンクリートの物質移動抵抗性には悪影響を与えな いと判断できる.
- (2) HPC 構造供試体の接合部の塩化物イオン濃度分布を測定した結果,作用する応力状態によらず コンクリート表面のみから塩化物イオンが浸透しており,接合面の界面を起点とした塩化物イ オンの浸透は認められなかった.また,セグメントの接合に用いたエポキシ樹脂系接着剤が浸 透面に付着した箇所では塩化物イオンは浸透しておらず,エポキシ樹脂系接着剤がコンクリー トと比較して高い塩分浸透抵抗性を有することが確認できた.
- (3) プレストレスによる圧縮力が作用することで、無応力状態(約0.35 N/mm²)および若干の引張応力(約-1.25 N/mm²)が作用している状態よりも塩化物イオン浸透抵抗性は向上する傾向であった。また、無応力状態と若干の引張応力が作用している状態では、HPC 構造、一体打ち構造のいずれにおいても塩化物イオンの浸透程度は同等であった。このことから、セグメント接合部に若干の引張応力が作用しても一体打ち構造と同等の物質移動抵抗性を確保できると推測される。また、道路橋示方書の基準に準拠して設計することで HPC 構造の接合部も一体打ち構造と同程度の物質移動抵抗性が確保できると考えられる。
- (4) HPC 構造供試体のプレテンションセグメントの塩化物イオンの浸透状況は、概ね一体打ち構造の供試体と同程度であった. プレテンション部材は、部材端部の PC 鋼材の付着が十分に確保されていない区間(定着区間)にて導入プレストレス量が減少するが、HPC 構造では再緊張によって定着区間にも再度プレストレスを導入できる.よって、ポストテンションセグメントにプレテンションセグメントと同等以上のプレストレスを導入することで、定着区間においても PC 鋼材との付着が確保されている部位と同等以上のプレストレスによる物質移動抵抗性の向上効果が期待できる.

【参考文献】

- 6.1) 西弘:軸方向ひび割れの発生メカニズムとその変状を有する中小規模 PC 橋の維持管理におけるリスクアセスメントの利用に関する研究,岩手大学博士論文, pp.10-11, 2019.9
- 6.2) 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,平成24年5月号,pp.50-51,2012.5
- 6.3) 公益社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, pp.46-53, pp.187-191, pp.337-339, pp.339-342, 2017年11月
- 6.4) 公益社団法人 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.38-41, 2018.3
- 6.5) 迫井裕樹、川北昌宏、堀口敬:フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートの塩分浸透抵抗性に及ぼす圧縮応力の影響、コンクリート工学論文集、第18巻3号、pp.1-7、2007.9
- 6.6) 金東勲,林楠基,堀口敬:高炉スラグ微粉末を混入したコンクリートの塩分浸透性に及ぼす 荷重の影響,日本建築学会構造系論文集,第74巻,第645号, pp.1921-1928, 2009.11
- 6.7) 公益社団法人 土木学会: 2018 年制定コンクリート標準示方書 [規準編], pp.402-406, pp.418-436, 2018.10
- 6.8) 土木学会:エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 [改訂版], pp.10-16, 2007.11
- 6.9) 土木学会: 2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.38-41, 2008.3

第7章 ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の活用方法に関する提案

7.1 本章の目的

本研究の3章~5章の研究にて、プレテンション部材から延ばした1S15.7 高強度 PC 鋼より線を用 いて接続部材にプレストレスを導入する構造(HPC 構造)が力学的に成立することを明らかにした. また、6章の研究にて、道路橋示方書の基準に準じた設計を行うことで、HPC 構造の接合部は一体打 ち構造と同等の塩分浸透抵抗性を確保できることを示した.本章では、これらの成果を受け、HPC 構 造の活用方法に関する提案を行う.

本研究で取り扱っている HPC 構造は、プレテンション部材を基本とした接続方法に関する要素技術である.そこで、プレテンション桁の適用範囲の拡大を目的とし、HPC 構造を主桁として用いることを想定した試設計を行い、その適用性を検討した.

プレテンション桁は、単純構造として用いられることが多い.単純構造は、構造計算が簡易である が、連続構造と比較して車両の走行性や維持管理性、耐震性に劣る.そのため、多径間の橋梁に適用 する場合は連続構造とすることが望ましい.プレテンション桁を連続構造とする場合、中間支点部を RC構造として桁相互を連結する工法が一般的である.ただし、桁高制限がある場合は、中間支点部の 引張鉄筋にて十分な偏心量が確保できず、構造が成立しないことが想定される.また、中間支点部は RC 構造であり密配筋となるため、施工性および施工品質の確保が課題となる.そこでこの対応とし て、HPC 構造を用いたプレテンション桁の連続構造の試設計を行い、その実現性を検討した.

本章では、これらの試設計を通して、HPC構造の活用方法について提案する.

7.2 HPC 構造の主桁としての活用

7.2.1 HPC 構造の主桁の試設計の概要

HPC 構造をセグメント工法に用いた場合を想定して試設計を行い, HPC 構造の実現可能性について 検討した.さらに,ポストテンション方式中空床板橋 (セグメント工法)^{7.1)} と設計成果を比較し, HPC 構造の特徴について整理した.なお,ポストホローの設計は,平成6年発刊の道路橋示方書・同解説 ^{7.2)} に準拠して行われている.

試設計にて比較対象としたポストテンション方式中空床版橋(以下,ポストホロー)の概要を図-7.1 に,試設計の条件を表-7.1に示す.試設計の設計条件は,支間長 27.500 m,有効幅員 8.000 m,全幅員 9.200 m (左地覆 0.600 m+車道 8.000 m+右地覆 0.600 m),斜角 90°とした.活荷重は B 活荷重とし, 雪荷重として 1.0 kN/m²を考慮した.

HPC 構造の中空床版橋(以下, HPC ホロー) は平成 29 年発刊の道路橋示方書・同解説に準拠して設計し た. 主桁の断面形状は比較対象であるポストホローと 同様の形状としたが,桁幅は効率的に PC 鋼材を配置 できるように調整した. プレテンションセグメントの 長さは,その重量が道路法に基づいた運搬上の制限値 である 30t 以下となるように設定した.

	4
--	---

桁 長	28.300 m
支間長	27.500 m
総幅員	9.200 m (0.6 m+9.0 m+ 0.6 m)
斜 角	90°
活 荷 重	B 活荷重
雪荷重	1 kN/m ²







7.2.2 HPC 構造の主桁の試設計方法

(1) HPC 構造の設計手順

HPC 構造の主桁の設計手順を図-7.2 に示す. プレテンションセグメントの設計は,一般的な プレテンション桁と同様の設計手法が適用でき る. ただし、プレテンションセグメント単体お よびポストテンションセグメントの接合後の全 体系の両ステップで制限値を満足する必要があ る. HPC 構造の接合部の設計は、プレキャスト セグメント工法の接合部と同様の設計手法が適 用できる. また, プレテンションセグメントの 定着区間には、再緊張力によるプレストレスが 導入できることを 4 章の研究にて確認してい る.これらのことを踏まえ、以下の1)~4)の ステップで HPC 構造の主桁の試設計を行った.

- 1) HPC 構造の主桁の断面形状,ケーブル形 状, セグメント割付けなどの構造諸元を設 定する. このとき, プレテンションセグメ ントの寸法は, 導入緊張力が 7000 kN 以 下,重量が30t以下となるように配慮して 設定する.
- 2) 各施工ステップにおける断面力を算出す る. 想定する施工ステップとしては, ①プ レテンションセグメントの緊張直後, ②ポ



510 950

図-7.2 HPC 構造の主桁の設計手順

ストテンションセグメントの接合・緊張時,③桁間コンクリート打込み時,④橋面工(地覆,舗 装)の施工時,が必要になると考えられる.

- 3) プレテンションセグメントの死荷重時の応力状態を照査する.プレテンションセグメントには、 ポストテンションセグメントが接続された状態で所定の制限値を満足するためのプレストレス が導入されている. すなわち, プレテンションセグメントの死荷重時において制限値を満足する ために必要な量以上のプレストレスが導入されていることになる.よって,照査にあたっては特 にセグメントの中央の主桁上縁の合成応力度に配慮が必要となる.
- 4) HPC 構造の主桁全体の応力状態を照査する. 単純桁の場合, 各作用の組合せに対する支間中央 部下縁の応力状態とセグメント接合部の上下縁の応力状態の照査が必要になる.

これらの 1) ~4) の設計ステップを経て, 全ての照査項目を満足したら, 最後にプレテンションセ グメントの導入緊張力が,製作ベンチの緊張能力を満足していることを確認し,主桁断面を決定する. 仮に,導入緊張力がベンチの能力を超えている場合は,桁幅や桁高の設定を見直し,再度設計計算を 実施する.なお、本試設計においては、製作ベンチの緊張能力を 7000kN として検討した.

(2) 使用材料

本試設計で想定する使用材料と諸特性の一覧 を表-7.2 に示す. HPC ホローは, 主ケーブルに 1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線(以下, 1S15.7 ECF UHSP) を, 主桁コ ンクリートに設計基準強度 80 N/mm²の高強度コ ンクリートを用いることとした. ポストホロー は、主ケーブルに 12S12.7 のマルチストランド を、主桁コンクリートに設計基準強度 50 N/mm² のコンクリートを用いて設計計算が行われてい る. 表中の PC 鋼より線の許容応力度は, HPC ホ ローは平成29年制定の道路橋示方書・同解説に 準じて設定し, HPC ホローは平成6年制定の道 路橋示方書・同解説に準拠して設定した.

(3) HPC ホローの断面形状の検討

本試設計における HPC ホローの標準的な断面形状を図-7.3 に示す. プレテンション桁は、道路法を根拠とした運搬 上の制約から最大支間長が24m,最大総重量が36t(主桁 の最大重量が 30t) に制限されている. プレテンション工場 の緊張設備はこの支間 24 m 程度のプレテンション桁の製 作に必要なプレストレスを導入できるように整備されてお り,一般的な工場で導入可能な緊張力は 6000~7000 kN 程 度に設定されている.一方,現場では導入する緊張力に制 約はないため、ポストホローの主桁形状は運搬上の制約を |満足するように主桁下縁の幅を1mに設定している.ここ で、HPC ホローの主桁幅を HPC ホローと同一にすると、1

660 120 50 50 120 320 0 200 50 НZ H 270 6 0 . 0 2x66 =132 Ξ 3x66 =198 =134 =198

図-7.3	HPC ホローの主桁の断面形状
-------	-----------------

720

計記計/テナハナマは田ナーい

衣-7.2 試設計におりる使用材料					
項目	HPC ホロー	ポストホロー			
[主ケーブル]					
PC 鋼より線の種類		1S15.7 ECF UHSP	12S12.7		
引張強度	(N/mm ²)	2233	1900		
降伏点応力	(N/mm ²)	1900	1600		
許容引張応力度					
プレストレッシング中	(N/mm ²)	1710	1440		
プレストレッシング直後	(N/mm ²)	1563	1330		
設計荷重作用時	(N/mm ²)	—	1140		
[主桁コンクリート]					
設計基準強度	(N/mm ²)	80	50		
プレストレス導入時 の圧縮強度	(N/mm ²)	51	36		

本の主桁に導入するプレストレスも大きくなり, HPC 構造の主桁の性能ではなくプレテンション工場の緊張設備の容量で主桁の構造諸元が決定することになる. そこで本試設計においては, HPC ホローの基本的な主桁形状はポストホローと同一としつつ, 道路橋示方書の PC 鋼材間隔の規定を準拠したうえで効率的に PC 鋼材を配置できるように主桁下縁の幅を 720mm に設定した. 試設計では, 桁高, PC 鋼材の本数, PC 鋼材応力をパラメータとして, 設計計算を行った.

7.2.3 HPC 構造の主桁の試設計結果

試設計の結果として得られた主桁形状を図-7.4~図-7.6 に示す.図-7.4 は HPC ホローとポストホロ ーの主桁の断面形状の比較を、図-7.5 は HPC 構造の標準部および支点部のケーブル配置図を、図-7.6 は主桁のセグメントの割付けを示している.

HPC ホローの桁高を 800mm, プレテンションセグメントの延長を 23m とし, 両端に延長 2.65 m の ポストテンションセグメントを接続することとした. 主ケーブルは, プレテンションセグメントの下



側	面	¥	



図-7.6 HPC ホローの主桁側面図

荷重の組み合わせ		接合部の応力 (N/mm ²)		支間中央部の応力 (N/mm ²)					
		上縁	下縁	許容値	上縁	下縁	許容値		
1)	(永続)D	導入直後	_	_		3.117	26.590	$-2.88 < \sigma_{\rm c} < 36.4$	
		接合直前	_	_	_	3.416	24.454	$-3.28 < \sigma_{\rm c} < 33.78$	
		接合後	0.158	16.371	$0.00 < \sigma_{\rm c} < 40.50$	3.696	24.574	$-3.50 < \sigma_{\rm c} < 40.50$	
		橋面工施工	7.105	8.029		18.110	7.676	$0.00 < \sigma_{\rm c} < 40.50$	
2)	(変動)D+L	2) (亦計) D I	Max	11.174	8.029	0.00 < - < 10.50	30.328	7.676	$2.50 < \pi < 40.50$
		Min	7.105	4.548	$0.00 < \sigma_c < 40.50$	18.110	-3.414	-3.50 < 0c < 40.50	

表-7.3 HPC 構造の主桁の応力状態

縁側に 24 本,上縁側に 2 本の合計 26 本を配置し,そのうち下縁側は 13 本,上縁側は 2 本をポスト テンションセグメントの端部まで延長した. プレストレッシング中の PC 鋼材応力度は,プレテンシ ョンセグメントが σ_{pi} = 1680 N/mm²,ポストテンションセグメントが σ_{pi} = 1500 N/mm² とした.

試設計における各照査ポイントでの応力状態を表-7.3 に示す. プレテンションセグメントの応力状態の照査では,永続荷重(セグメントの自重と+プレストレスによる応力)作用時の応力状態を照査する. このとき,プレテンションセグメントにはポストテンションセグメントと一体後に必要なプレストレスが導入されているため,セグメント中央部の上縁側の合成応力が制限値に対して余裕が少ない状態となる. 今回の試設計では,上縁側に PC 鋼材を配置することで引張応力の発生を抑え,プレテンションセグメント単体においても永続荷重時の合成応力が制限値を満足するように調整した.

次に,HPC構造の主桁全体の応力状態を照査する.永続荷重に対する照査は,ポストテンションセ グメント接合後と橋面工施工後の応力状態を照査する.今回の試設計では,ポストテンションセグメ ント接合後の接合部上縁側の合成応力が制限値に対して余裕が少ない状況であった.そこで,主桁上 縁側に配置した PC 鋼材 2 本をポストテンションセグメントまで延長することで,合成応力度を制限 値以内に抑えた.永続荷重+変動荷重時の応力状態に着目すると,接合部および支間中央部のいずれに おいても合成応力が制限値を満足したが,支間中央部下縁の応力状態に余裕が少ない結果となった. これは,プレテンションセグメント単体での照査時に,主桁上縁側の引張応力を抑えるために上縁側 にも PC 鋼材を配置したことが一因となっている.なお,本試設計におけるプレテンションセグメン トの導入緊張力は,6552 kN であり,製作ベンチの緊張能力も満足する結果であった.

7.2.4 HPC 構造の主桁の試設計の考察

支間長 27.5 m の設計条件で試設計を行った結果,ポストホローの桁高 1050 mm に対して, HPC ホローは桁高を 800 mm に抑えることができた.桁高の低減は,上部工荷重の削減,使用材料の削減につながるとともに,上部構造のスリム化・軽量化に伴う環境負荷の低減や耐震性の向上などの波及効果も期待できる.一方, HPC 構造の設計面での課題も確認できた.主な課題を以下に示す.

- HPC ホローでは、桁高を小さく抑えることができる一方、その主桁形状の特性から永続荷重作用時に主桁上縁の引張応力が発生し、その制御に苦慮した.今回は主桁の上縁側にPC 鋼材を配置して対応したが、その結果、支間中央部下縁の合成応力が制限値に対して余裕のない状態になった。HPC 構造において効率的にプレストレスを導入するには、中立軸が断面中央よりも上縁側に位置する断面が効果的と想定されることから、HPC 構造に適した断面形状の検討が必要と考える。
 本試設計では、プレテンションセグメントの最下段の PC 鋼材の高さを 58 mm とした.この数値は、ポストテンションセグメントに延長した際に、シースのかぶりを確保できるように決定している。一方、一般的なプレテンション桁では最下段の PC 鋼材の高さはかぶりの制約から 50 mmに設定している。最下段の PC 鋼材は、低い位置に配置するほど、偏芯量が大きくなり効率的にプレストレスを導入でき、結果として支間中央部の主桁下縁の応力状態の改善が期待できる。このことから、HPC 構造のプレテンションセグメントにおいては、例えばプレテンション方式のT桁橋のようなベンドアップ PC 鋼材の配置が有効になると考えられる。
- HPC 構造の設計では、プレテンションセグメント単体での照査と、主桁全長での照査が必要となる.現在の汎用型の設計計算ソフトで本構造に対応したものは存在しないため、今回の試設計は 複数の設計ソフトを組み合わせて実施した.今後 HPC 構造を広く活用していくためには、より効

率的に設計計算を実施できるソフトの開発が必要となる.

運搬上の制約から,プレテンションセグメント長は最長で 23 m になることが想定される.今回 の試設計でポストテンションセグメント長をより長く設定しても,接合部の合成応力が制限値を 満足できる見込みがあることが分かったため,更なる試設計を行い,HPC 構造の主桁の適用範囲 を明確にする必要がある.

7.3 HPC 構造を用いた連続構造のプレテンション桁橋への活用

7.3.1 HPC構造を用いた連続構造プレテンション桁橋の検討の概要

前節の試設計にて,HPC構造を主桁に適用したケースを想定して試設計を行った結果,一般的なプレキャストブロック工法のポストテンション方式中空床版橋と比較して約24%の桁高低減効果が期待できた.HPC構造では,高強度材料を使用することで桁高の低減,上部工重量の軽量化につながり,その結果として既存の下部工を活用した架け替え工事への適用も期待できる.

本節では、HPC 構造を用いた連続構造プレテンション桁橋の実現に向けた検討を行うこととした. 検討の対象として、劣化・損傷が生じたゲルバー構造を有する5径間連続 RC 中空床版橋の架け替え 工事への適用を試みた.架け替えを検討した RC 橋の概要を図-7.7 に示す.本検討では、P0~P1 径間 のゲルバー吊桁の架け替えを検討した.検討の条件として、当該径間の橋梁下は公共構造物の占有が あるという条件とし、架け替えの検討にあたっては建築限界を侵さないように留意したうえで計画を 立案し、実現可能性を検証した.



側面図

断面図



図-7.7 架け替えを検討したゲルバー橋の概要
7.3.2 HPC 構造を活用した架け替え計画

検討した架け替え案の概要を図-7.8 に示す. 架け替え案では,ゲルバー桁部を桁長 13.5 m のプレテンション桁に架け替え,主桁の上縁側に配置した PC 鋼材を延長して中間支点上にプレストレスを導入して連続 PRC 構造とする計画とした.架け替えの工事の施工手順の概要を図-7.9 および以下の 1)~4) に示す.

1) 支保工設置とゲルバー吊桁の撤去

P0~P1 径間の両橋脚にゲルバー吊桁および架け替えのプレテンション桁を受けるための支保 工を設置する.この際,橋梁下の軌道の建築限界を侵さないように留意する.支保工設置後,ゲ ルバー吊桁の両端部付近の下面にジャッキを設置し,ワイヤーソーにて横断方向に切断した後, 吊桁のジャッキアップを行う.吊桁は橋面上からトレーラーにて搬出する.吊桁撤去後,桁下防 護を設置する.

2) ゲルバー受桁部のはつりと PC 鋼材配置ダクトの削孔

ゲルバー桁の受桁部をウォータージェットおよび手ばつりを併用してはつり取る. その後, 既 設 RC 中空床版橋に,連続 PC 鋼材配置用のダクトを削孔する.

3) プレテンション桁の架設と場所打ち部 PC 鋼材および鉄筋の組立

設計基準強度 80 N/mm²の高強度コンクリートと 1S15.7 高強度 ECF ストランドを用いた,桁 高 500mm,桁長 13.5mのプレテンション桁を仮受ジャッキ上に架設する.ゲルバー受桁橋脚上



図-7.8 HPC 構造の架け替え計画の概要図



(a) 支保工設置とゲルバー吊桁の撤去

(b) ゲルバー受桁部のはつりとダクトの削孔



図-7.9 HPC 構造を用いたゲルバー橋の架け替え工事の施工手順

場所打ち部の鉄筋組立, PC 鋼材配置を行う. プレテンション桁上縁側からの延長 PC 鋼より線 は、場所打ち部のシース内に配置した後、削孔した穴に挿入する.

4) コンクリートの打込み、連続 PC 鋼材および横締め PC 鋼材の緊張、グラウト
中間支点上の場所打ち部および桁間のコンクリートを打込む.コンクリートの硬化後、連続
PC 鋼材および横締め PC 鋼材を緊張し、グラウト作業を行う.

7.3.3 HPC 構造を活用した連続構造プレテンション桁橋の試設計結果

設計検討では、P0 橋脚および P1 橋脚の中間支点部と P0~P1 径間の支間中央部を設計断面とし、 中間支点部は PRC 構造,支間中央部は PC 構造として曲げモーメントの照査を行った. PRC 構造の照 査は、「設計要領 第二集 橋梁建設編 8 章 コンクリート橋 3-5^{7.5)}」に示す方法 A に基づき、曲げひび 割れ幅が制限値以下となるように制御する方法で行った. ここで、曲げひび割れ幅は「2017 年制定 コ ンクリート標準示方書 [設計編] 本編 7.4.5^{7.6)}」に基づき、曲げひび割れ幅の制限値は「設計要領 第 二集 橋梁建設編 2 章 共通 4.(2)(a)^{7.5)}」に基づき算出した. PC 構造の照査および曲げ破壊安全度に対 する照査は、平成 24 年発刊の「道路橋示方書・同解説 III 4.2 による方法^{7.7)}」で行った.

照査結果の一覧を表-7.4 に示す. P0~P1 径間の支間中央部は PC 構造として照査を行い,設計荷重時の下縁の応力は 1.0 N/mm² となり許容応力度を満足した. 中間支点上は PRC 構造として曲げひび割れ幅の照査を行い,設計荷重時のひび割れ幅は P0 橋脚上が 0.0 mm, P1 橋脚上が 0.03 mm となり,いずれも制限値である 0.159 mm を満足した. また,死荷重時の合成応力は, P0 橋脚上が-0.2 N/mm², P1 橋脚上が-0.3 N/mm² となり,ごくわずかに引張応力が生じる状態に抑えることができた.

これらの結果から、支間中央部を PC 構造、中間支点部を PRC 構造に設定して照査を行うことで、 HPC 構造を活用したプレテンション構造の連続構造が実現可能なことを検証できた.

項目			照查断面			
			支間中央(P0-P1) 下縁	接合部		備考
				支点上(P0) 上縁	支点上(P1) 上縁	
構造形式			PC	PRC		
 主桁高 mm		500	950	950		
コンクリート設計基準強度 N/mm ²		80	40	40		
使用材料種類	鉄筋		SD345	SR235	SR235	
	PC 鋼材		1S15.7 ECF UHSP	1S15.7 ECF UHSP	1S15.7 ECF UHSP	
使用鋼材	軸方向主鉄筋		D10-5 本 (桁あたり)	D10-70本 1S15.7-126本	D10-70本 1S15.7-126本	
	PC 鋼 材		1815.7	1S15.7-28 本	1S15.7-28本	
合成応力度	死荷重時	N/mm ²	8.6	-0.2	-0.3	$> 0.0 \text{ N/mm}^2$
	設計荷重時	N/mm ²	1.0	-	-	$26.0 > \sigma_c > -2.0 \text{ N/mm}^2$
曲げひび割れ幅	設計荷重時	mm	-	0.0 mm	0.03 mm	< 0.159 mm
曲げ破壊安全度	終局荷重作用 モーメント	kN∙m	842.0	-8502.5	-8366.7	
	曲げ破壊抵抗 モーメント	kN∙m	1231.3	-15707.1	-13716.7	
	安全率:F		1.46	1.85	1.64	F > 1.00

表-7.4 曲げモーメントが作用する部材の照査結果

7.3.4 HPC 構造を活用した連続構造プレテンション桁橋の試設計の考察

前項の試設計の結果から, HPC 構造を活用した連続構造のプレテンション桁橋の実現性を示すこと ができた.従来のプレテンション工法では,中間支点部を RC 構造として場所打ちコンクリートを打 込んで連結する構造が一般的であった.ただし,中間支点部は密配筋となることや,RC 構造であるた めひび割れが生じることから,施工品質や耐久性の確保に課題があった.HPC 構造を活用して,中間 支点部を PRC 構造とすることで,配筋の簡素化による施工性の向上,ひび割れの抑制による耐久性の 向上,さらには支承数の削減による経済性の向上や桁高の低減による使用材料の削減などの効果も期 待できる.本検討においては中間支点部を PRC 構造として検討を行ったが,耐久性確保の観点からは PC 構造であることが望ましいと考える.中間支点上を PC 構造とするためには,桁高を上げて偏心量 を確保するなどの工夫が求められると想定されるが,引き続き HPC 構造の活用に向けた試設計を進 め,HPC 構造の活用方法を検討したい.

7.4 本章のまとめ

本章では、HPC 構造を主桁として用いたケース,および HPC 構造を活用してプレテンション桁を 多径間の連続構造として用いたケースを想定して試設計を行い、HPC 構造の活用方法,特徴および課 題について整理した.これらの検討にて得られた主な知見を以下に示す.

- (1) HPC 構造を用いた主桁を想定して、支間長 27.5 mの橋梁の試設計を行った結果、HPC 構造の主桁の桁高を 800 mm に設定することで各照査段階における制限値を満足した.その結果、従来のセグメント工法のポストテンション方式中空床版橋よりも桁高を 24%低く抑えることができた.桁高の低減は、上部工荷重の削減、使用材料の削減につながるとともに、上部構造のスリム化・軽量化に伴う環境負荷の低減や耐震性の向上などの波及効果も期待できる.
- (2) HPC 構造を活用した連続構造のプレテンション桁橋の実現性について検討した結果,支間中央部 を PC 構造,中間支点部を PRC 構造とすることで,その実現性を示すことができた.この結果, 従来の RC 構造による連結構造と比較して,中間支点上の場所打ち部の配筋の簡素化による施工 性の向上,ひび割れの抑制による耐久性の向上,さらには支承数の削減による経済性の向上や桁 高の低減による使用材料の削減などの効果が期待できる.

また、試設計の結果から、HPC 構造の活用に向けて以下の課題が明らかとなった.

- 今回の HPC 構造を主桁として用いた試設計では、ホロータイプの断面形状を前提として設計計 算を行った. この断面形状は桁高を抑制する目的には適しているが、その分偏心量が小さくなる ことから、特にプレテンションセグメントの設計において効率的な PC 鋼材の配置が困難になる と考える. また、プレテンションセグメントの PC 鋼材を直線配置とすると、最下段の PC 鋼材の 高さがポストテンションセグメントのかぶりの確保という構造細目によって定まり、PC 鋼材の 偏心量が十分に確保できなくなる. これらのことから、より長支間の HPC 構造を目指すために は、PC 鋼材のケーブル形状を含めて本構造に適した専用断面および PC 鋼材のケーブル形状の設 定が課題になると考えられる.
- 今回の試設計の結果から,例えば HPC 構造を主桁として活用した場合において更なる長支間化 を図ると,プレテンション工場の製作設備の緊張能力の制限を受けることが予測される結果であ った.今後,HPC 構造を活用してくためには,更なる試設計によるケーススタディとともに,製

作設備の能力向上を図る必要があると考えられる.

HPC 構造の設計では、プレテンションセグメント単体での照査と、主桁全長での照査が必要となる.現在の汎用型の設計計算ソフトで本構造に対応したものは存在しないため、複数のソフトを組み合わせた煩雑な設計計算が必要となる.今後 HPC 構造を広く活用していくためには、より効率的に設計計算を実施できるソフトの開発が必要となる.

【参考文献】

- 7.1) 社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート道路橋 ポ ストテンション方式 プレキャストブロック工法 中空床版橋設計図集, 2005.
- 7.2) 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通偏, III コンクリート橋編, 平成6年2 月
- 7.3) 公益社団法人 土木学会: 2018 年制定 コンクリート標準示方書 [規準編], 2018.
- 7.4) 渡辺明,藤井学,小林和夫:新体系土木工学 34 プレストレストコンクリートの力学,技報堂, p.83, 1981
- 7.5) 東・中・西日本高速道路㈱:設計要領 第二集 橋梁建設偏, pp.2-12-2-14, pp.8-28-8-30, 平成 28 年 8 月
- 7.6) 公益社団法人 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.72-73, 2017.3
- 7.7) 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, pp.136-147, 平成 24 年 3月

第8章 結論

8.1 本研究で得られた結論

本研究では、プレテンション部材から延ばした PC 鋼より線を用いて接続部材にプレストレスを導入し、部材の一体化を図るハイブリッドプレストレストコンクリート構造(HPC 構造)の実現に向け、プレストレス導入時の付着挙動を評価する定着実験、再緊張時の付着挙動を評価する再緊張実験を行った.次に、HPC 構造を構築する際の各作業ステップでの付着応力とすべり量の関係を求め、付着メカニズムの解明を目指した.これらの研究により得られた知見をもとに、付着応力とすべり量の関係を定式化し、PC 鋼より線の付着を表現するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフトに導入し、HPC 構造の FEM 解析手法の確立に向けた研究を行った.次に、HPC 構造の接合部近傍の物質移動抵抗性の評価を目的とした塩水浸せき実験を実施し、HPC 構造の接合部近傍の塩分浸透抵抗性を評価した.最後に、これらの成果をもとに、HPC 構造の試設計を行ってその活用シーンを提案した.以降に各章の検討で得られた結論を総括する.

第2章「既往の研究の整理」では、本研究に関する既往の研究および関連規準類について整理し、 HPC 構造の実現に向けた課題を整理した.本研究に関連する研究として、「プレストレス導入時の付 着挙動に関する研究」、「PC 鋼材とコンクリートの付着特性に関する研究」、「プレストレストコンク リート部材の耐久性に関する研究」に着目した.これらの研究に関する知見の整理の結果として得ら れた HPC 構造の実現に向けて本研究で考慮すべき課題を以下に示す.

- (1) PC鋼材の高性能化に関する研究より、プレテンション構造には導入プレストレスとPC鋼材配置 スペースの関係から2層構造の高強度PC鋼より線が効率的と考えられること、付着型のエポキ シ樹脂被覆したPC鋼より線は、被覆の無いものと比較して引抜き時の付着応力が大きい傾向に あることが分かった.なお、プレテンション部材に付着力の大きい付着型のエポキシ樹脂被覆 PC鋼より線を用いた場合は、部材端部において局部応力とそれに伴うひび割れの発生が懸念さ れることから、ひび割れリスクを適切に評価する手法の確立が求められる.
- (2) プレストレス導入時の定着特性に関する研究より、複数の国の機関、研究者から定着長の推定 式が提案されていること、プレストレス導入時の定着特性は PC 鋼材やコンクリートなどの使用 材料、導入するプレストレスの大きさや導入速度、コンクリートかぶりなどの影響を受けるこ とが分かった.また、既往の研究は、被覆のない普通 PC 鋼より線を対象としたものがほとんど であり、HPC 構造で基本とする 1S15.7 高強度 PC 鋼より線を対象とした研究や、エポキシ樹脂被 覆された PC 鋼より線を対象とした研究の成果は報告されていないことも明らかとなった.これ らのことから、実験的検討を行う際は条件設定が重要であり、実際の HPC 構造の使用材料およ び施工ステップを考慮したうえで実情に合わせた実験条件で付着特性の評価を行う必要がある.
- (3) PC 鋼材の付着応力と載荷速度の関係に関する研究より、引抜き試験時の載荷速度によって最大 付着応力が変動すること、引抜き試験の供試体の破壊モード(引抜きモード、割裂モード)に よって付着応力・すべり量関係の履歴が変わることが分かった.一般的に、載荷速度が速いほど 付着応力は大きくなる傾向にある.プレストレス導入時および再緊張時の載荷速度は静的載荷 に準じることから、載荷速度と破壊モードを考慮した検討を行う必要がある.

- (4) PC 鋼材の付着応力-すべり量関係に関する研究より, PC 鋼より線の付着応力-すべり量関係は, 鋼材の形状,試験時の境界条件およびコンクリート強度の影響を受けることと,プレストレス 導入時と PC 鋼材引抜き時で異なる付着挙動を示すことが分かった.また,付着型のエポキシ樹 脂被覆 PC 鋼より線の付着メカニズムに関する研究がほとんど行われていないことも明らかとな った.無塗装の PC 鋼より線と付着型のエポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線の両方の PC 鋼材を対象と することで,それぞれの PC 鋼材の付着特性の評価や付着メカニズムの考察の深化が期待できる. よって,両方の PC 鋼材を対象として研究を進めることが効果的であると考える.
- (5) PC 部材の耐久性評価に関する研究より、一定レベルの持続荷重下ではコンクリートの物質移動 抵抗性が向上することや、物質移動抵抗性の低下にはコンクリート内部の微細なひび割れが影響することが分かった.また、エポキシ樹脂被覆はコンクリートと比較して物質移動抵抗性に 優れ、使用するエポキシ材料によってはコンクリートの引張強度と同等以上の接着強度も期待 できることも分かった.これらのことから、実際の PC 橋の応力条件下で劣化促進実験を行い、 HPC 構造接合部の物質移動抵抗性を適切に評価することが、HPC 構造をはじめとしたプレキャ スト PC 構造の活用に有益であると考えられる.

第3章「プレストレス導入時のPC 鋼より線の付着挙動に関する研究」では、1S15.7 高強度 PC 鋼よ り線の被覆のないもの(UHSP)および内部充てん型エポキシ樹脂被覆されたもの(ECF UHSP)と 設計基準強度 40~80 N/mm²のコンクリートを組み合わせたプレテンション部材の定着実験を行い、 プレストレス導入時の付着特性について評価を行った.次に、定着実験の結果をもとに HPC 構造の プレテンション供試体を製作し、UHSP および ECF UHSP のプレストレス導入時の付着応力τとすべ り量 Sの関係(r-S 関係)を求めた.併せてr-S 関係の各ステップにおける PC 鋼材ひずみの分布状況 をもとにプレストレス導入時の付着メカニズムを考察した.

本検討にて得られた主な知見を以下に記す.

- (1) プレストレス導入時のPC鋼より線の引込量は、導入から48時間程度で一定値に漸近し、導入時のコンクリート強度が大きいほど引込量は小さくなる傾向であった. プレストレス導入時の定着長は、導入時のコンクリート強度が大きいほど、また ECF UHSP を用いた場合の方が短くなる傾向にあり、両者の関係は PC 鋼材の種類ごとに線形式で近似できた. ただし、設計基準強度が50 N/mm²以下のコンクリートでは、この傾向から外れるケースがあった.
- (2) 設計基準強度 40,60,70,80 N/mm²のコンクリートと 1S15.7 高強度 PC 鋼より線(UHSP および ECF UHSP)の組合せにおけるプレストレス導入時の r-S 関係を求めた. r-S 関係の履歴は,UE40 を除く全ての供試体で測点によらずほぼ同一の履歴をたどると考えられる結果が得られた.また,r-S 関係の特徴として,コンクリート強度が大きくなるほど ry および付着降伏以降の付着剛 性も大きくなる傾向にあり,その増加程度は ECF UHSP を用いた方が顕著であった.
- (3) たS関係のたいは、隣接する測点の PC 鋼材ひずみが変化を開始するまでの部材端部の測点の PC 鋼材ひずみ変化量から求められる.よって、たいはコンクリート強度、PC 鋼材の種類およびひずみの測定間隔の影響を受け、測定間隔を小さく設定するとたS 関係は非線形の挙動を示すと考えられる.付着剛性の傾きは、プレストレス導入時の PC 鋼材ひずみの変動範囲とひずみの変化量の影響を受ける.よって、付着剛性は PC 鋼材ひずみの測点の間隔やプレストレス量によらず一定であり、コンクリート強度および PC 鋼材の種類によって定まると考えられる.

(4) 定着実験で得られた r-S 関係と PC 鋼材ひずみの挙動をもとに、プレストレス導入時の付着メカニ ズムを推定した.プレストレス導入時の付着力は、付着応力rが付着降伏点 rs に達するまでは主 として PC 鋼より線とコンクリートの界面の粘着力で構成されると考えられる.粘着力が破壊さ れた以降の付着力は、両者の界面の摩擦力と、ポアソン比および撚りわらいの影響で素線外周 が膨らむことで生じる腹圧力による摩擦力で構成されると考えられる.また、UHSP は界面に作 用する摩擦力と腹圧力による摩擦力が複合して作用しているのに対し、ECF UHSP は界面の摩擦 力の作用が支配的と推測される.

第4章「再緊張時のPC鋼より線の付着挙動に関する検討」では、再緊張時のPC鋼より線の付着特性を評価することを目的とし、HPC構造を想定したプレテンション供試体を用いて再緊張実験を行った.また、実験後のコンクリート強度 80 N/mm²の供試体(U80,UE80)を解体し、再緊張作業が定着区間のコンクリート組織や1S15.7内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度PC鋼より線(ECFUHSP)のエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能に与える影響について検討した.さらに、HPC構造の供試体の組立実験を行って再緊張時のPC鋼より線の付着応力なとすべり量Sの関係(*r-S*関係)を求め、付着メカニズムを考察した.これらの検討の結果、得られた知見を以下に示す.

- (1) プレテンション部材から延ばした PC 鋼より線に再緊張力を与えると、定着区間の PC 鋼より線 ひずみは増加した.よって、接続部材の端部で PC 鋼材を機械的に定着することで、定着区間に もプレストレスが導入できることが分かった.また、コンクリート強度が大きいほど、また ECF UHSP を用いた場合の方が PC 鋼材のひずみが変動する範囲は小さくなる傾向が得られた.
- (2) プレテンション部材の内部では、再緊張時においても PC 鋼より線ひずみは変動しない結果であった.このことから、HPC 構造の再緊張時には、部材継目部の応力状態にのみ着目した緊張管理を行うのみで、求められる施工品質を確保できると考えられる.
- (3) 再緊張時には,再緊張力の増加に伴い PC 鋼より線に抜出しが生じ,抜出し量はコンクリート強度が大きいほど小さくなる傾向であった.また,PC 鋼より線の抜出し量と回転角には相関関係が認められ,再緊張時には PC 鋼より線は回転しながら抜出てくることが確認された.なお,コンクリート強度を 40 N/mm² とした場合は,コンクリート組織が破壊されながら PC 鋼より線が抜出ている可能性が示唆された.
- (4) HPC 構造では、ポストテンションセグメント長は短く設定されるため、再緊張時の緊張管理において PC 鋼材の抜出し量の影響を考慮する必要がある. PC 鋼材の抜出し量は、再緊張時の PC 鋼材ひずみの変化量を PC 鋼材ひずみの変動範囲で積分することで推定でき、コンクリート強度が大きいほど推定値と実測値の誤差は小さくなった.
- (5) 再緊張実験終了後のコンクリート強度が 80 N/mm²の供試体を解体し、コンクリート組織と ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆の鋼材保護性能を確認した. コンクリートには、PC 鋼より線の撚り の溝が破壊されることなく残存しており、撚りに沿って回転しながら抜出ていることが確認で きた. また、コンクリートに残存した撚りの溝の深さおよび形状から、エポキシ樹脂被覆のな い 1S15.7 高強度 PC 鋼より線(UHSP)の機械的な付着力は ECF UHSP よりも大きくなると考え られた. すべり量の大きい部材端部にて、ECF UHSP のエポキシ樹脂被覆が極わずかに削られる 事象が確認されたが、鋼材保護性能は確保されている結果が得られた.
- (6) 設計基準強度 40, 60, 70, 80 N/mm²のコンクリートと 1S15.7PC 鋼より線(UHSP および ECF

UHSP)の組合せにおける再緊張時のr-S関係を求めた. UHSP と ECF UHSP で v_b 以降の付着剛性の傾きが異なり、UHSP を用いた場合はSの増加に伴いrも若干増加するのに対し、ECF UHSP を 用いた場合はrがほぼ一定でSのみが増加する傾向であった. この際、UHSP を用いた供試体において、 v_b 以降の付着剛性の傾きはコンクリート強度の増加に伴い大きくなる傾向であった. また、 再緊張時のSは、コンクリート強度が大きいほど小さくなる傾向であった.

(7) 再緊張実験で得られた たS 関係と PC 鋼材ひずみの挙動をもとに、再緊張時の付着メカニズムを推定した.再緊張力による PC 鋼材応力がプレストレス導入後に保持されている PC 鋼材の引張応力よりも大きくなると、PC 鋼より線の素線の外周の膨らみが解消され、コンクリートとの界面に生じている摩擦力が低下すると考えられる.この現象は、再緊張力の増加に伴って部材内部に進行していくが、PC 鋼より線のすべりが一定量に達し抜出しに伴う回転が生じ始めると、再び撚りわらいの影響により素線の外周が膨らみ、腹圧力によって摩擦力が増加すると推測される.この現象は、素線間の凹凸が大きい UHSP の方が顕著に表れると考えられる.

第5章「PC 鋼より線の付着メカニズムを考慮したハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC) 構造の非線形 FEM 解析手法の確立に向けた研究」では、HPC 構造に用いるプレテンション部材のプレ ストレス導入時および再緊張時の PC 鋼材ひずみの挙動を推定することを目的とし、HPC 構造の非線 形 FEM 解析手法の確立に向けた研究を実施した. さらに、提案した FEM 解析手法にて、HPC 供試体 の組立実験の再現解析と 1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線を用いた実物大プ レテンションセグメントのひび割れ解析を実施し、解析手法の有効性を検証した. これらの検討の結 果、得られた知見を以下に示す.

- (1) 3.4 および4.5 の検討成果をもとに作成した 1S15.7 高強度 PC 鋼より線の付着応力 なとすべり量 S の関係(たS 関係)を定式化し, PC 鋼より線の付着を表現するインターフェース要素の構成則と して汎用型の非線形 FEM 解析ソフトに導入した. さらに, HPC 構造の部材を構築する際のプレ ストレス導入, 再緊張, くさびの定着と解放, 再度の再緊張およびシム(調整板)挿入の各施 工ステップの影響を考慮した非線形 FEM 解析手法を提案した.
- (2) 提案した FEM 解析手法にて、HPC 構造の供試体の組立実験の再現解析を行った結果、すべての 供試体において各施工ステップでの PC 鋼材ひずみの挙動を一定の精度で再現できた.また、再 現解析での PC 鋼材ひずみをもとに算出したシムの挿入厚の推定値と組立実験での実測値を比較 すると、その誤差は僅かであった.この結果から、1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線、またはエポキシ樹脂被覆のない 1S15.7 高強度 PC 鋼より線のいずれを使用した場 合でも、HPC 構造の再緊張時の緊張管理の精度は確保可能と考えられる.
- (3) 提案した FEM 解析手法にて、主ケーブルに 1S15.7 内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼より線を用いた実物大プレテンション桁のひび割れ解析を実施した.実物のプレテンションセグメントでは、プレストレス導入時に主桁端面および両側面に2本の水平方向ひび割れが発生している.解析の結果、下段のひび割れは発生位置、ひび割れ延長ともに精度よく再現できたが、上段のひび割れは再現できなかった.ただし、上段のひび割れ発生位置付近にて局部的な高さ方向の引張応力が発生しており、一定の精度でひび割れリスクを評価できていると考えられる.

第6章「ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の接合部近傍の塩分浸透抵抗性の 研究」では、再緊張作業がコンクリート表面からの物質移動抵抗性に与える影響の評価を目的とし、 HPC構造の供試体の塩水浸せき実験(「検討(a)」)を実施した.「検討(a)」では、十分に塩化物イオン が浸透するまで供試体を浸せき後、再緊張時に PC 鋼より線にすべりが生じた箇所(すべり点)と生 じていない箇所(不動点)から採取したコア試料の塩化物イオン含有量を比較した.次に、応力状態 に応じた HPC構造のセグメント接合部近傍の塩分浸透抵抗性の評価を目的とし、HPC構造の供試体 と一体打ち構造のプレテンション供試体に曲げ荷重を載荷した状態で塩水浸せき実験(「検討(b)」) を行った.「検討(b)」では、セグメント接合部から採取したコア試料と一体打ち構造の供試体から採 取したコア試料の塩化物イオン含有量を比較した.これらの検討にて得られた主な知見を以下に示す.

- (1) HPC 構造供試体のすべり点と不動点から採取したコア試料の塩分浸透抵抗性を比較した結果, 塩化物イオンの浸透状況や塩化物イオンの見掛けの拡散係数D_{ap}に,すべりの有無による明確な 差は認められなかった.エポキシ樹脂被覆した PC 鋼材を配置した供試体はD_{ap}が若干大きくな る傾向であったが,これはコンクリートの練り混ぜバッチが異なることによる圧縮強度の差の 影響と推測された.これらの結果から,再緊張時に PC 鋼より線のすべりによってコンクリート 組織に生じる微細な損傷は, PC 鋼材の被りコンクリートの物質移動抵抗性には悪影響を与えな いと判断できる.
- (2) HPC 構造供試体の接合部の塩化物イオン濃度分布を測定した結果,作用する応力状態によらず コンクリート表面のみから塩化物イオンが浸透しており,接合面の界面を起点とした塩化物イ オンの浸透は認められなかった.また,セグメントの接合に用いたエポキシ樹脂系接着剤が浸 透面に付着した箇所では塩化物イオンは浸透しておらず,エポキシ樹脂系接着剤がコンクリー トと比較して高い塩分浸透抵抗性を有することが確認できた.
- (3) プレストレスによる圧縮力が作用することで、無応力状態(約0.35 N/mm²)および若干の引張応力(約-1.25 N/mm²)が作用している状態よりも塩化物イオン浸透抵抗性は向上する傾向であった。また、無応力状態と若干の引張応力が作用している状態では、HPC 構造、一体打ち構造のいずれにおいても塩化物イオンの浸透程度は同等であった。このことから、セグメント接合部に若干の引張応力が作用しても一体打ち構造と同等の物質移動抵抗性を確保できると推測される。また、道路橋示方書の基準に準拠して設計することで HPC 構造の接合部も一体打ち構造と同程度の物質移動抵抗性が確保できると考えられる。
- (4) HPC 構造供試体のプレテンションセグメントの塩化物イオンの浸透状況は、概ね一体打ち構造の供試体と同程度であった. プレテンション部材は、部材端部の PC 鋼材の付着が十分に確保されていない区間(定着区間)にて導入プレストレス量が減少するが、HPC 構造では再緊張によって定着区間にも再度プレストレスを導入できる.よって、ポストテンションセグメントにプレテンションセグメントと同等以上のプレストレスを導入することで、定着区間においても PC 鋼材との付着が確保されている部位と同等以上のプレストレスによる物質移動抵抗性の向上効果が期待できる.

第7章「ハイブリッドプレストレストコンクリート(HPC)構造の活用方法に関する提案」では, HPC構造を主桁として用いたケース,および HPC構造を活用してプレテンション桁を多径間の連続 構造として用いたケースを想定して試設計を行い, HPC構造の活用方法,特徴および課題について 整理した.これらの検討にて得られた主な知見を以下に示す.

- (1) HPC 構造を用いた主桁を想定して、支間長 27.5 mの橋梁の試設計を行った結果、HPC 構造の主桁の桁高を 800 mm に設定することで各照査段階における制限値を満足した.その結果、従来のセグメント工法のポストテンション方式中空床版橋よりも桁高を 24%低く抑えることができた.桁高の低減は、上部工荷重の削減、使用材料の削減につながるとともに、上部構造のスリム化・軽量化に伴う環境負荷の低減や耐震性の向上などの波及効果も期待できる.
- (2) HPC 構造を活用した連続構造のプレテンション桁橋の実現性について検討した結果,支間中央 部を PC 構造,中間支点部を PRC 構造とすることで,その実現性を示すことができた.この結果, 従来の RC 構造による連結構造と比較して,配筋の簡素化による施工性の向上,ひび割れの抑制 による耐久性の向上,さらには支承数の削減による経済性の向上や桁高の低減による使用材料 の削減などの効果が期待できる.

8.2 HPC 構造の今後の課題

本研究の結果, HPC 構造の実現に向け有益な知見が得られた.併せて, HPC 構造を広く活用して いくために解決すべき課題も得られた.今後の検討課題を以下に整理する.

(1)様々な橋梁諸元に応じた再緊張時の抜出し量の推定

本研究で提案した HPC 構造の FEM 解析手法により,プレテンション部材から延ばした PC 鋼より 線を再緊張する際に生じる抜出し量を推測でき,精度の高い緊張管理が可能になったと考える.ここ で,再緊張時の抜出し量は,プレテンション部材に導入したプレストレス量,ポストテンション部材 の再緊張力の大きさ,コンクリート強度,PC 鋼より線の径およびエポキシ樹脂被覆の有無の影響を 受けると考えられるが,橋梁物件ごとに都度 FEM 解析を実施して抜出し量を推定することは非効率 である.そこで,HPC 構造を広く活用するためにも,抜出し量に影響する各パラメータと抜出し量 の関係を予め整理しておく必要があると考える.

(2) 再緊張時のセットロスの影響を排除する方法の検討

HPC 構造では,通常のセグメント構造と比較してプレテンションセグメントが長く,ポストテン ションセグメントは短くなる.そのため,再緊張時には定着具のセットロス(定着時のクサビの押込 みとすべり)の影響が部材接合部に及ぶ.本研究ではこの対応として,クサビ定着後に定着具にクサ ビ抜出し防止キャップを取付け,反力架台を設置してシム(調整板)の挿入作業に必要なスペースを 確保した状態で改めて再緊張を行い,定着具とアンカープレートの隙間にプレストレスの減少量に相 当するシムを挿入した.この作業は煩雑であり,作業時間の増加のみでなく,作業ミスや安全リスク へも影響する可能性があることから,セットロスの生じない定着具の開発が望まれる.

(3) 主桁端部に生じる局部応力への対策の検討

HPC 構造の組立実験で得られた付着応力とすべり量の関係を定式化し, PC 鋼より線の付着を表現 するインターフェース要素の構成則として汎用型の非線形 FEM 解析ソフトに導入することで, 1S15.7 高強度 PC 鋼より線を用いたプレテンション部材のプレストレス導入時のひび割れ解析が可能 となった.一方で,本研究では局部応力が発生する場合のひび割れ防止対策について検討できていな い. 今後, 1S15.7 高強度 PC 鋼より線を活用した HPC 構造を活用していくうえで,プレテンション部 材端部に発生する局部応力への対応策の確立が必要と考える.

(4) 摩擦係数によるプレストレスの損失を考慮した FEM 解析手法の確立

HPC 構造の供試体の組立実験の再現解析にて、プレストレス導入から再緊張作業完了までの HPC 構造の一連の流れを考慮した FEM 解析手法の妥当性を検証できた.一方で、組立実験の HPC 供試体 のポストテンションセグメントは、ケーブル長が短く直線配置であったことから、再現解析にて PC 鋼材とシースの摩擦によるプレストレスの減少を考慮していない. 今後, HPC 構造の実構造物の緊 張では、ポストテンションセグメント内の主ケーブルは曲線配置となり、摩擦によるプレストレスの 減少量の考慮は必須となる.そこで、摩擦の影響を考慮した FEM 解析手法の確立が必要となる.PC 鋼材とシースの摩擦の影響を考慮する方法として、主ケーブルの要素に初期ひずみを与える方法や、 摩擦によるプレストレスの損失を手計算で求め外力として与える方法などが考えられるが、更なる解 析手法の検討が必要になると考える.

(5) エポキシ樹脂接着剤の力学的挙動と耐久性の評価

HPC 構造の供試体の塩水浸せき実験より,道路橋示方書の規定に準拠することで HPC 構造の接合 部近傍は一体打ち構造と同等の物質移動抵抗性を有することが確認された.また,若干の引張応力下 においても,デコンプレッション状態と同程度の物質以降抵抗性を有することも示された.一方で, これらの知見は約4か月間の塩水浸せき実験の結果で得られたものであり,長期間にわたって供用さ れる実橋梁において継続して同様の傾向が得られるかは不明である.プレキャスト部材の接合部の物 質移動抵抗性を適切に評価するためには,接合部に一次的に過大な応力が作用した際の力学的挙動や エポキシ樹脂接着剤自体の耐久性の評価が必要となり,今後これらのデータの蓄積が望まれる. (6) HPC 構造の主桁に適した断面形状の検討

HPC 構造のホロータイプの主桁の試設計を行った結果,一般的なセグメント工法のポストテンション方式中空床版橋と比較して約24%の桁高低減効果が期待できる結果であった.一方で,プレテンションセグメントには主桁の一体化後に作用する設計荷重に抵抗するためのプレストレスを導入する必要があり,プレテンションセグメント単体での照査にて,部材中央部上縁側に引張応力を抑制する対策が必要となった.今回は,主桁上縁側に配置する PC 鋼材の本数を増やして対応したが,合理的な対応ではないと考える.この対策として,主桁の断面形状を変更し,中立軸を上方にシフトさせることが有効と推測される.今後,HPC 構造の特徴を生かせる断面形状および PC 鋼材のケーブル形状の検討が必要と考える.

8.3 PC橋の維持管理・更新・新設における HPC 構造の活用シナリオ

8.3.1 PC 橋の現状

わが国において初めてのポストテンション方式の PC 橋の建設からおよそ 70 年が経過し,これまで に数多くの同形式の PC 橋が建設されてきた.近年,これらの橋梁の高齢化に伴い,塩害,アルカリ シリカ反応,中性化や水の浸入に起因する経年劣化が顕在化した事例が報告されている.これらの劣 化作用の中でも,特に塩害による劣化は PC 橋の性能低下に与える影響は大きい傾向にある.海岸線 に位置する厳しい使用環境下での飛来塩分による塩害や,寒冷地における凍結防止剤の散布による塩 害など,設計時の想定以上の環境作用による劣化や,建設当初は想定していない使用環境での劣化が 問題となっている.

PC橋特有の劣化事象として,前述した要因による劣化のほかにPCグラウトの充填不足に起因する PC鋼材の腐食や破断の事例が挙げられる.ポストテンション方式におけるPCグラウトの充填不足が 主な原因と考えられる損傷事例として,Bickton Medows歩道橋(英国,1967年落橋),Ynys-y-gwas橋 (英国, 1985年12月4日落橋),ベルギーのスヘルデ川に架かる橋梁(1992年落橋)の落橋事故が挙 げられる.また,落橋に至らずとも Angel Road橋(英国, 1980年)や Taf Fawr橋(英国, 1982年), Folly New橋(英国, 1988年), M1 Blackburn Road橋(英国, 1990年), Botley Road橋(英国, 1992 年), Niles Channel橋(米国, 1999年), Mid Bay橋(米国, 2000年)において, PC 鋼材の深刻な腐 食や破断が発見されているとの報告もある^{8.1),82)}.わが国においても,暮坪橋^{8.3)}や須井川橋^{8.4)},新 赤石橋^{8.5)},妙高大橋^{8.6)}にて, PC 鋼材が腐食・破断している事例が報告されている.

これらの劣化には、必ずその発生要因が存在する. コンクリート構造物の建設のプロセスは、計 画、設計、施工、検査の順に進められる. 各プロセスにおいて、構造物が置かれる環境の作用に対す る十分な配慮がなされなかった場合は、経年によって劣化が顕在化し、構造物の性能低下につながる おそれがある. 構造物に劣化・損傷が生じた場合には、原因の特定とともにその影響を評価し、維持 管理の過程で得られた知見を補修・補強あるいは次の新設構造物の建設にフィードバックすることが 肝要となる. 構造物の建設のプロセスと維持管理のサイクルの概要を図-8.1 に示す.

わが国における PC グラウト充填不足の多くは、低品質のグラウトが使用されたことによるブリー ディングの発生、下り勾配部におけるグラウトの先流れ、技術者および作業員の教育不足、シースの 空隙率不足による充填性の問題などが主たる要因となって発生している.すなわち、PC グラウトに 関する適切な設計・施工・検査が行われなかったことが要因となって生じている.このような劣化が 生じた構造物に対しては、劣化の原因を解明するとともに、劣化事象が構造物の性能に与える影響を 適切に評価し、得られた知見を補修・補強や撤去・更新などの対策にフィードバックしながら、維持 管理を行う必要がある.



図-8.1 構造物の建設プロセスと維持管理サイクルの概要

8.3.2 PC 橋の維持管理

構造物の劣化は、前述したとおり適切な計画,設計,施工,検査が実施されたか否かに左右され るが、このほかに適切な維持管理が行われているか否かも影響を与える.維持管理においては、供用 開始後のできるだけ早い段階で劣化リスクの有無と劣化要因を評価するとともに、劣化予測に応じた 適切な対策を講じ、構造物の性能を長期にわたって保持することが求められる.

構造物の性能評価の核となるのは「耐荷性能」と考えられる. PC 橋を含むコンクリート構造物の

要求性能は、この「耐荷性能」を核とし、 「使用性能」、「復旧性能」、「第三者影響度 (機能上の安全性)」、「美観」といった性能 と、これらの性能を所要の期間にわたって確 保する「耐久性能」が求められる.

PC 橋の耐荷性能は, PC 鋼材の健全性が確 保されているか否かによるところが大きい. PC 橋では, RC 構造と比較して水セメント比 の小さい高強度のコンクリートが用いられる ため,一般的な環境下であれば飛来塩分によ る塩化物イオンなどの劣化因子は浸透しにく い.一方で,前述した PC グラウト充填不足 に起因する劣化では,上縁定着部の後打ちコ ンクリート部などから凍結防止剤を含んだ水 が浸透し,塩化物イオンが直接 PC 鋼材に作 用する.その結果, PC 鋼材が腐食・破断に 至り, PC 橋の耐荷性能に影響を与えている 事例が散見されている.

PC グラウト充填不足への対応として、プレストレストコンクリート工学会や、プレストレスト・コンクリート建設業協会より、指針^{8.7)}および手引き^{8.8)}が発刊されている. 一例として、手引きに示される PC グラウト充填不足への対応フローを図-8.2 に示す. 最初に橋梁点検調査の結果から、シース沿いのひび割れなどの水の浸入によるものと推測され



図-8.2 PC グラウトの充填調査・対策のフロー

る変状の有無を確認する.変状が認められた場合は、水の浸入経路の推定と防水対策を講じる.次に、 外観調査と書類調査を実施し、PC グラウト充填調査の優先度を判定する.外観調査では、PC グラウ ト充填調査不足が疑われる橋梁および箇所に着目して目視調査を実施する.書類調査では、PC グラ ウトおよび PC 鋼材の変遷に着目し、PC グラウト充填不足が疑われる橋梁および箇所を抽出する.こ れらの調査の結果から、総合的に PC グラウト充填不足の影響リスクを評価し、PC グラウト充填調査 の優先度を決定する.

PC グラウト充填調査は、PC グラウトの充填不足の有無や程度と PC 鋼材の健全度を評価し、補 修・補強対策の要否の判定を目的として実施する.PC グラウト充填調査は、調査方法の適用範囲や 調査対象部位などを考慮し、非破壊調査または微破壊調査から適切な手法を選定して実施する.PC 鋼材の健全性は、削孔目視調査により確認された PC 鋼材の腐食状況から評価する.PC 鋼材に腐食が 認められる場合は、PC 鋼材の断面減少率と引張強度の関係に関する知見⁸⁹⁾などを活用し、PC 部材 の耐荷性能を評価する.所要の耐荷性能が期待できない場合は、耐荷性能の向上と耐久性能の回復を 目的とした対策を講じる.一方、グラウト充填不足が確認されても、PC 鋼材に腐食が確認されない 場合は PC 橋の耐荷性能の低下は限定的,あるいは低下していないと考えられる.このような場合は, PC グラウトを再充填し所要の耐久性能を回復することで,通常の維持管理サイクルに復帰できると 考えられる.

PC橋の性能低下の要因が PC鋼材の腐食・破断以外の場合は、その劣化要因に応じた補修・補強が 必要となる. PC 橋の耐荷性能に影響を与える代表的な劣化要因としては、初期欠陥の場合を除けば 塩害およびアルカリシリカ反応が考えられる.

塩害による劣化は、外観上のグレードが潜伏期,進展期,加速期,劣化期に分類され,進展期で は補修,加速期では補強,劣化期では供用制限,補強または撤去・更新の対策が求められる.塩害に 対する補修工法としては,劣化因子の供給を遮断する表面処理工法,腐食要因を除去する断面修復工 法,通電によって内部鋼材の腐食の進行を抑制する電気化学的工法などが,補強工法としては,連続 繊維シート接着や外ケーブル工法などが挙げられる.

アルカリシリカ反応による劣化においても、塩害と同様に外観上のグレードが潜伏期、進展期、 加速期、劣化期に分類され、進展期および加速期では補修、劣化期では供用制限、補強または撤去・ 更新の対策が求められる. ASR に対する補修工法としては、水の供給を抑制する表面処理工法やひ び割れ注入工法、ASR の膨張を拘束する鋼板・連続線シート接着工法、劣化部を取り除く断面修復 工法などが、補強工法としては、耐荷力向上を目的とした鋼板・連続線シート接着工法などが挙げら れる. また、ASR 劣化した PC 梁に対しては、外観のひび割れ密度とコアの力学特性を活用した曲げ 耐荷性能を評価する手法も提案されている^{8.10}.

このように,劣化が生じた PC 橋においては,劣化要因と現状の損傷グレードを明確にしたうえで, 必要な対策を講じ,維持管理計画を更新して今後のシナリオデザインに活かしていく必要がある.

8.3.3 PC橋の補修・補強,撤去・更新および新設における HPC 構造の活用シナリオ

PC鋼材の腐食・破断とこれに伴う性能低下が確認された PC 橋においては,適切な補修・補強を行 い,所要の耐荷性能および耐久性能を回復する必要がある.PC 橋の性能低下の要因が PC 鋼材の腐 食・破断によるものであり,補修・補強によってその性能回復を図る場合には,本研究で提案した PC 鋼材の付着を考慮した FEM 解析の応用が有効であると考える.部分的なグラウト充填不足の状態 で PC 鋼材が破断した場合,グラウトが充填されている箇所では一定の長さをもって PC 鋼材が再定 着され,プレストレスが確保されることが報告されている^{8.11}.一般的に PC 鋼材に破断が確認され た場合は,外ケーブル工法による補強が実施されているが,部分的なグラウト充填不足の場合は, PC 鋼材とグラウトの付着によってプレストレスは残存する.そのため,やみくもな外ケーブル補強 は,場合によっては過剰なプレストレスの導入につながり,実際にオーバープレストレスによるひび 割れが発生した事例も報告されている.これらのことから,部分的なグラウト充填不足の状態で PC 鋼材に破断が確認された場合は,再定着の影響を考慮した補修・補強の対策が求められる.また,既 往の研究にて,PC 鋼材の破断位置によって PC 桁の耐荷性状が変化することも報告されている^{8.12}. PC 鋼材の破断が生じた PC 橋の耐荷性能の評価は,再定着の影響と PC 鋼材の破断位置を考慮するこ とが必要と考えられる.

ここで、PC 鋼材破断時の再定着の挙動の評価には、本研究で求めた PC 鋼より線の付着応力とすべり量の関係や、本研究で提案した HPC 構造の FEM 解析手法が有効であると考えられる.本研究では、 1S15.7 高強度 PC 鋼より線とコンクリートの付着挙動の評価であったため、実際の適用にあたっては、 新たにマルチストランドと PC グラウトを組み合わせた場合の付着応力とすべり量の関係を実験的に 求める必要があるが、本論文に示す検討事例を参考にすることで、比較的簡易に対応できると考えら れる.

PC 橋において、補修・補強による耐荷性能の回復が困難な場合は、いずれの劣化要因においても 供用制限,または撤去・更新などの対策が必要となる。例えば、厳しい塩害環境下で劣化が進行した PC 橋の撤去・更新を行う場合、HPC 構造の活用が劣化作用への対策の一つになりうると考える。 HPC 構造では、高強度コンクリートおよび内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線の採用を基本 としていることから、塩化物イオンを含む劣化因子が直接 PC 鋼材に作用することを防止でき、耐久 性能の向上が期待できる。また、道路橋示方書に準拠した設計を行うことで、部材接合部においても 一体打ち構造と同等の物質移動抵抗性が期待できる。さらに、高強度材料を用いることで上部構造の 軽量化が可能となるため、既存の下部構造を継続して用い、上部構造のみの撤去・更新も可能になる と考えられる。

HPC 構造の PC 橋は,例えば海岸線に建設される新設橋梁や,東北地方の積雪寒冷地のような環境 作用の厳しい地域に建設される新設橋梁への活用も有効であると考える.国土交通省東北地方整備 局では,東北地方特有の厳しい環境作用に対する耐久性能の確保を目的として,独自の PC 橋の仕様 を定めている^{8.13)}. HPC 構造は,高強度コンクリートの採用により,凍害および塩害への抵抗性を確 保しつつ,従来のセグメント工法のポストテンション構造よりも省力化,省人化に伴う生産性の向上 が期待できる.

現在,高速道路会社各社にて,PCグラウト充填不足リスクの大きいPC橋から優先順位をつけてグ ラウト再注入工事が進められている.また,地方自治体においても,水の浸入に起因するシース沿い の変状が認められる PC橋を中心に,PCグラウト充填調査および再注入工事が進められている.PC グラウト充填不足が確認された場合は,PC鋼材の腐食状況に応じて破断調査も進められていくと予 測される.今後,これらの調査が進むにつれてグラウト充填不足やPC鋼材破断の事例も増加し,補 修・補強,または撤去・更新といった対策が求められるケースも増加すると推測される.本研究で得 られた知見がその対策の一躍を担うことができれば幸いである.

【参考文献】

- 8.1) Florida Dot: Mid Bay Bridge Post-Tensioning System Evaluation, February, 2001
- 8.2) Concrete Society UK: Durable Bonded Post-Tensioned Concrete Bridges, 2nd edition, 2001
- 8.3) 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.42, No.5, pp.37-40, 1993
- 8.4) 鴨谷知繁,森川英典,白川祐太,実橋の腐食ひび割れを考慮した塩害劣化 PC 橋の安全性低下 予測,コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.517-522, 2010
- 8.5) Minagawa, H., Koda, Y. and Hisada, M. : Inspection of PC bridge girders severely damaged in coastal environment, Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems, pp.653-660, 2009
- 8.6) 小林憲一,太平英生,登石清隆,羽田伸介:妙高大橋の PC ケーブル破断調査と対策,橋梁と 基礎, Vol.45, No.9, pp.32-38, 2011
- 8.7) 公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会:既設 PC ポストテンション橋保全技術指針, 2022.1
- 8.8) 一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート構造 物の補修の手引き [PC グラウト再注入工法], 2020.4
- 8.9) 社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレストコンクリート構造物の 補修の手引き(案)[断面修復工法], pp.88-93, 2009.9
- 8.10) 廣井幸夫: ASR 劣化した PC 構造物のひび割れ密度とコアの力学特性を活用した曲げ耐荷性能 評価に関する研究,京都大学博士論文,2010.10
- 8.11) 田所敏弥,谷村幸博裕,渡辺健,徳永光宏:グラウトと PC 鋼材の付着特性に着目した鋼材破 断後のプレストレスの評価,第 19 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.209-212,2010.10
- 8.12) 斉藤成彦,小林京志郎:数値解析による鋼材腐食の生じた PC 桁の耐荷性状評価,第24回プレ ストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.469-474, 2015.10
- 8.13) 国土交通省 東北地方整備局:設計施工マニュアル (案) [道路橋編], 2016.3

謝辞

本論文は,著者が2017年4月から4年間在籍した,京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 博士後期課程において取り組んでまいりました「プレテンション部材から延ばした PC 鋼材を用いた 接合技術に関する研究」の研究成果を取りまとめたものです.本論文の取りまとめにあたり,多くの 皆さまからご指導,ご支援,ご協力を賜りました.

京都大学大学院教授 山本貴士博士には,本研究の遂行にあたり,研究開始前より研究テーマに関す るご指導をいただきました.また,研究途中においても行き詰まるたびにご相談させていただき,そ の都度,幅広い見識から,終始暖かく懇切丁寧なご指導とご助言を賜りました.なかなか予定どおり に研究成果の進捗をお示しできない状況においても,辛抱強くご指導をいただきました.さらに本論 文作成にあたり,細部までご確認,ご指導いただき,無事に本論文をまとめることができました.こ こに心より厚く御礼申し上げます.

京都大学大学院教授 西山峰広博士には,本論文をまとめるにあたり貴重なご意見,ご指導をいただ きました.ここに心より厚く御礼申し上げます.

京都大学大学院教授 高橋良和博士には,研究の遂行,本論文をまとめるにあたり貴重なご意見,ご 指導を賜りました.ここに深く感謝の意を表します.京都大学大学院助教 高谷哲博士には,研究課程 において,貴重なご意見,ご指導をいただきました.ドクターゼミのなかで,実験データのばらつき の要因についてご質問いただき,「実験データのばらつきの要因を偶然の一言で済ませてしまうと,大 事なことの見落しにつながる可能性がある.」とご指導いただいたことは,本研究の遂行のみでなく普 段の業務にも大変参考となっております.ここに深く感謝の意を表します.

京都大学大学院名誉教授 宮川豊章博士には、本研究の遂行および本論文をまとめるにあたり、ご助 言と激励をいただきました.学会の席で「京都大学では、3 年で博士の学位を取得できることはなか なかないですよ.」と弊社の役員にお話しいただいたことは、本研究の取組みに対する社内での理解の 深化につながったと感じております.ここに、心より厚く御礼申し上げます.

同時期に博士後期課程に進学し、先に博士後期課程を修了された京都大学大学院助教 植村佳大博 士には、ドクターゼミを通して様々な視点から貴重なご意見、ご指導をいただきました.また、実験 室での雑談の中で、「命を削る覚悟で取り組まないと終わらないですよ.」と叱咤激励をいただいたこ とは、とても大きな刺激になりました.ここに深く感謝の意を表します.研究室秘書の三木由有氏に は、事務手続きなどについて多大なご教示をいただきました.ここに深く感謝の意を表します.

本研究を遂行するにあたり,供試体製作,定着実験,再緊張実験,塩水浸せき実験,FEM 解析など 多くの方々のご協力を賜りました.JIP テクノサイエンス㈱の戸田圭彦氏には,FEM 解析全般につい て貴重なご意見をいただくのみでなく,多大なご協力をいただきました.ここに厚く御礼申し上げま す.住友電気工業㈱の松原喜之氏,大島克仁氏,西野元庸氏には,供試体製作にあたり多大なご支援, ご協力をいただきました.また,実験結果の整理にあたっては,貴重なご意見,知見をいただきまし た,ここに厚く御礼申し上げます.㈱太平洋コンサルタント 松本健一氏,田中真祐子氏には,実験の 遂行にあたり多大なご協力をいただきました.ここに厚く御礼申し上げます. (㈱日本ピーエス代表取締役 有馬浩史氏,同常務取締役 中野一政氏,同取締役執行役員事業推進本 部長 寺口秀明博士,同前執行役員技術本部長(現:㈱エッチアンドビーシステム代表取締役社長) 濵 岡弘二博士には,筆者が会社に在籍しながら京都大学大学院での研究を行う機会を与えていただきま した.また,同前取締役(現:㈱エッチアンドビーシステム顧問)原幹夫氏には,京都大学大学院博 士後期課程への進学に対して,期待と不安が入り混じり二の足を踏んでいた私の背中を押していただ きました.ここに深く御礼申し上げます.濵岡弘二博士,寺口秀明博士には,研究の進め方や本論文 をまとめる際に,貴重なご指導,ご助言をいただきました.ここに深く御礼申し上げます.

㈱日本ピーエス敦賀工場(現:敦賀 MC)前工場長 久門正和氏,生産グループ長 森口和明氏,丸 岡俊一氏,山東利行氏(現:日本ピーエステクノロジーズ)には,供試体の製作,各実験の実施にあ たり,多大なご支援,ご協力をいただきました.ここに感謝申し上げます.

(㈱日本ピーエス事業開発グループ 栗原勇樹氏,角田貴也氏(現:(国研)土木研究所交流研究員), 山田浩司氏,同技術推進グループ 谷口正輝氏,同敦賀 MC 品質管理グループ 丸山拳也氏,同熊本営 業所 金枝俊輔氏には,供試体の製作,各実験の実施,および社内業務に対して多大なご協力をいただ きました.特に角田貴也氏には,各実験の計画段階より研究パートナーとして多大なるご協力をいた だきました.ここに,深く感謝を申し上げます.

本研究を遂行するにあたり,京都大学大学院構造材料学研究室の卒業生,学生の皆さまには数多く のご協力をいただきました.特に,藤原風太氏(現:日本郵船㈱)には,定着実験,再緊張実験にお いて多大なるご協力をいただきました.ここに感謝申し上げます.㈱IHIインフラシステム 廣井幸夫 博士,村本建設㈱ 林学氏,京都大学大学院特定助教 奥出信博博士,㈱IHIインフラ建設 高木祐介氏, 阪神高速道路㈱ 茅野茂博士,㈱島津テクノリサーチ 羽村陽平氏,京都大学大学院技術部 平野裕一氏 には,ドクターゼミを通じて様々な視点から貴重なご意見,ご指導をいただきました.専門分野の同 じ方,異なる方のご意見によって見識を広げることができました.特に廣井幸夫博士には,京都大学 大学院に進学前から親身に相談にのっていただきました.また,高木祐介氏には,同じ PC 業界に所 属しているよしみもあり,様々な場所で相談にのっていただきました.ここに深く感謝申し上げます.

ジェイアール西日本コンサルタンツ㈱ 栗林賢一博士, ㈱ニュージェック 五十嵐徹博士, 群馬高等 専門学校 井上和真博士には, 社会基盤工学総合セミナーの受講時から懇意にしていただき, 貴重なご 意見, ご助言をいただきました. ここに深く感謝申し上げます.

本論文をまとめるにあたり,数多くの方々からご指導,ご支援,ご協力をいただきました.全ての 方々のお名前を記載できておりませんが,皆さまに心より感謝申し上げます.

最後に、本論文を取りまとめるにあたり陰ながら応援してくれた両親と、いろいろと迷惑と負担を かけてしまったにも関わらず、いつも支えてくれた妻 真里、父親と遊ぶ時間が減り寂しい思いをしな がらもいつも明るく応援してくれた娘 文乃に心より感謝の意を表し、謝辞といたします.本当にあり がとうございました.

> 2023 年 3 月 天谷 公彦