

10.6 既設コンクリート道路橋の健全性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（理事長特別枠）

研究期間：平 20～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤、木村嘉富、田中良樹、
花井拓

【要旨】

わが国の道路橋は今後急速に高齢化していくこととなるが、この中には塩害などの作用を受けて既に劣化損傷の顕在化したコンクリート道路橋も多くみられる。これらを効率的に維持管理していくためには供用性や補修・補強の要否について耐荷性能に基づいた合理的な判断を下す必要がある。本研究課題では、既設コンクリート道路橋の耐荷性能評価手法を提案することを目的として検討を行っている。平成 21 年度は、促進腐食劣化させた PC はり供試体、それと同様な腐食劣化状態を模擬した供試体の耐荷特性について実験を行った。

キーワード：既設コンクリート道路橋、耐荷性能、維持管理、塩害、鋼材腐食

1. はじめに

今後、高度経済成長期に建設された多くの道路橋が急速に高齢化していくこととなるが、これらの中には塩害やアルカリ骨材反応などにより既に劣化損傷の顕在化したコンクリート道路橋も多くみられる。こうした既設コンクリート道路橋を効率的に維持管理していくためには、供用性や補修・補強の要否に対して耐荷性能に基づいた合理的な判断を下すことが必要である。しかしながら、劣化損傷の生じたコンクリート道路橋や古い年代の設計基準に基づいて建設されたコンクリート道路橋の耐荷性能を評価する手法は確立されておらず、早急な対応が必要とされている。そこで、本研究では、既設コンクリート道路橋を対象として、劣化損傷の生じたコンクリートや鋼材の力学的特性を把握するとともに、損傷状況に応じた耐荷性能評価手法を提案することを目的としている。

平成 21 年度は、促進腐食劣化させた PC はり供試体、それと同様な腐食劣化状態を模擬した PC はり供試体の耐荷特性について実験を行った。

2. 腐食 PC はり部材のせん断耐荷特性

2. 1 検討概要

鋼材腐食の生じた PC はり部材のせん断耐荷特性を確認するために、平成 20 年度に、電食により人工的に鋼材腐食を生じさせた PC はり供試体を製作し、載荷試験を行った。腐食後の断面欠損等を勘案し、一般的に用いられている修正トラス理論を用いてせん断耐荷力を推定したが試験結果との間に乖離が見られた。そこで、平成 21

年度には、腐食過程、載荷過程における計測項目を追加するとともに、腐食劣化状態を模擬した供試体を用いて、破壊に至るまでのコンクリート及び鋼材の挙動をより詳細に把握するために、同様の寸法形状を有する PC はり供試体の載荷試験を実施した。

2. 2 試験方法

(1) 供試体

表-1 に、各供試体の主なパラメータを示す。同表には平成 20 年度実施した供試体も併せて示す。図-1 に PC はり供試体の寸法形状と計測位置、表-2 にコンクリートの配合、表-3、表-4 にコンクリートと鋼材の材料試験結果を示す。供試体は、支点から載荷点までのせん断スパンの PC 鋼より線とせん断補強鉄筋を電食で人工的に腐食させた No. 1 と No. 2、腐食状況を模擬的に再現した No. 3 の 3 体である。No. 2 はプレストレス量の違いによる腐食過程の違いを確認する目的で製作されたもので、プレストレスの導入は行っていない。供試体 No. 1、No. 3 でのプレストレス導入は、プレテンション方式により材齢 2 日で実施した。腐食ひび割れの発生等による圧縮側コンクリートの損傷がせん断耐荷特性に及ぼす影響を排除するため、圧縮側断面には鋼材を配置せず、段取り筋には樹脂棒を使用した。H20-No. 2 において、鋼材に設置したひずみゲージが電食の影響を受けて有意なデータを得ることが出来なかったため、今回の No. 1、No. 2 では、せん断補強鉄筋に溝切り (W=3mm, D=4.5mm) を施し溝内にひずみゲージを設置した上で、防食処理を行っている (図-1(a)参照)。このため、H20-No. 2 のせん断補強鉄筋 (D6)

断面積とできる限り近づけるように、D10を使用した。

表-1 供試体の主なパラメータ

供試体	腐食の有無	プレストレスの有無	引張鉄筋比 (%)	せん断補強鉄筋比 (%)	備考
No. 1	有	有	0.98 ^{※1}	0.31 ^{※2}	PC 腐食供試体
No. 2	有	無	0.31 ^{※2}	RC 腐食供試体	
No. 3	模擬	有	1.19 ^{※3}	0.22 ^{※3}	PC 腐食模擬供試体
H20-No. 1	無	有	0.98	0.18	PC 健全供試体 (H20 年度実施)
H20-No. 2	有	有	0.98 ^{※1}	0.18 ^{※1}	PC 腐食供試体 (H20 年度実施)

※1: 電食前の計算値

※2: 電食前の計算値 (溝切り考慮)

※3: はつり後のかぶりを無視した計算値

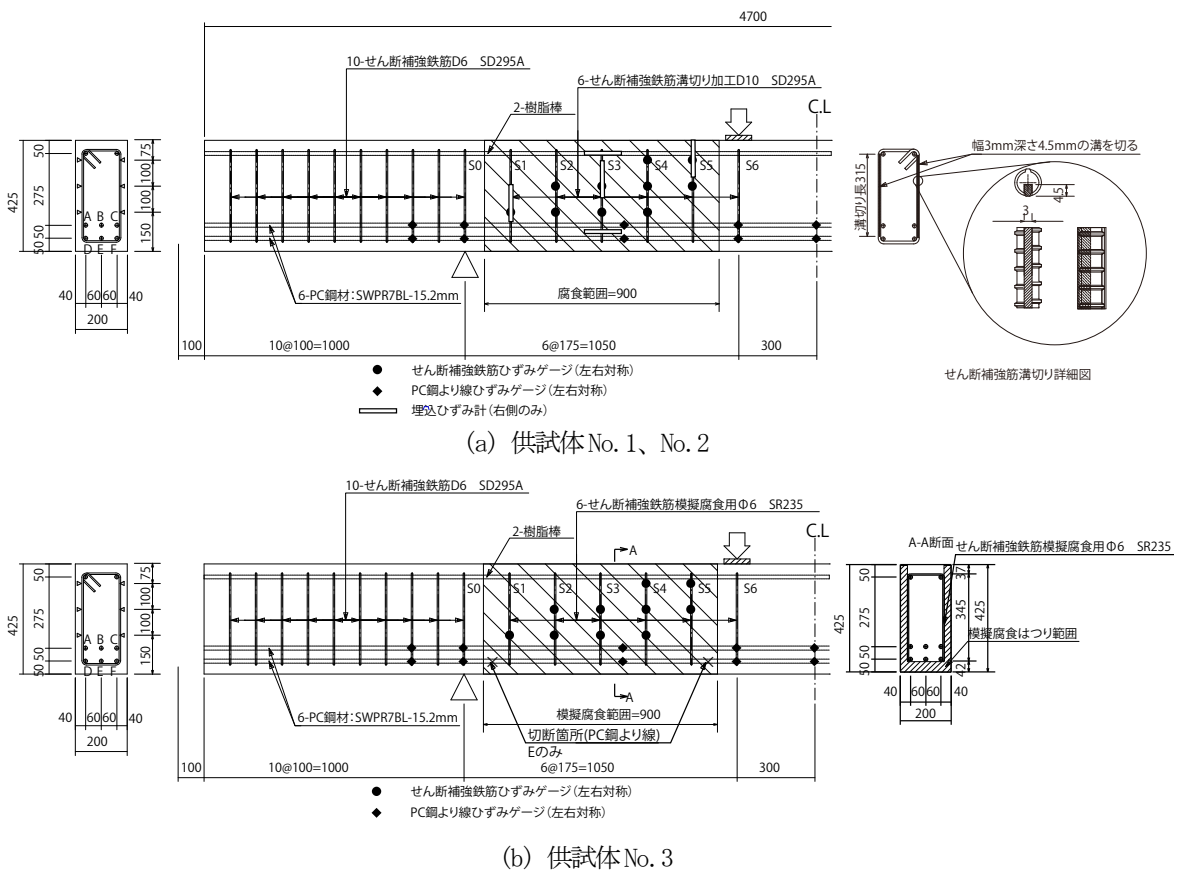


図-1 PC はり供試体の寸法形状及び計測位置 (単位:mm)

表-2 コンクリートの配合

粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A
20	15.0	48.0	4.5	47.1	170	354	823	942	4.6

表-3 コンクリートの材料試験結果

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
No. 1, No. 2	60.54	31.13	-
No. 3	59.24	31.03	4.01

※No. 1, No. 2 供試体は3%塩水中で養生した供試体、No. 3は気中養生したものの載荷直前の試験値

表-4 鋼材の材料試験結果

PC 鋼より線 SWPR7BL-15.2mm		せん断補強鉄筋					
		D10 SD295A (溝切り) No. 1, 2		φ6 SR235 No. 3		D6 SD295A No. 1-3 定着部	
降伏応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)
1737	226	474	348	478	357	510	327

(2) 電食方法 (供試体 No.1, No.2)

No. 1, No. 2 では、両側のせん断スパンの PC 鋼より線とせん断補強鉄筋の質量減少率が概ね 20%程度となるように、既往の提案式¹⁾を参考にして、材齢 28 日から 5A の電流を 30 日間通電した。図-1 (a) の電食の対象範囲の PC 鋼より線 (B を除く 5 本) とせん断補強鉄筋 (S1~S5 の 5 本) の腐食を促進させるため、ステンレス板を用いて供試体の側面と下面を囲んだ水槽を設置し、これを濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液で満たして通電を行った。この際、両側のせん断スパンに設置した水槽に用いたステンレス板を直流電源のマイナス極、供試体端部の PC 鋼より線を直流電源のプラス極に、いずれも並列に接続した。

また、通電前に電食過程の非破壊調査を実施する目的で、塩化ナトリウム水溶液の水槽への注水は材齢 25 日から行っている。実際の通電は通算 30 日間であるが、その間 3 回の非破壊調査を実施するためにその都度通電を停止し水槽内の塩化ナトリウム水溶液の排水・再注水を行っている。

(3) 模擬腐食方法 (供試体 No.3)

No. 3 では、H20-No. 2 の腐食・劣化状況を再現するために以下のような手法によって模擬を行った。

(a) せん断補強鉄筋の腐食・破断

H20-No. 2 のせん断補強鉄筋では、腐食により約 40% の質量減少があったのに加え、下端曲げ部では破断が生じていた。下端曲げ部の破断を再現するために、下端のせん断補強鉄筋を除いたコの字型とした。また、異形鉄筋を用いずに丸鋼 φ6mm (平成 20 年度 D6) を用い、腐食による鉄筋とコンクリートの付着切れを再現しようと試みた。

(b) かぶりコンクリートの剥落

H20-No. 2 では、終局時にかぶりコンクリートの剥落が生じた。剥落はほぼせん断補強鉄筋面に沿って発生し、一面に錆汁の進展が認められたことから、電食終了時点でかぶりコンクリートの剥離が生じていたことが想定された。このため No. 3 では、No. 1, No. 2 が電食を終了した時点で、No. 1, No. 2 の電食範囲相当部分で側面・下面のかぶりコンクリートのはつり取りを行った。なお、はつり取りを容易にするために、コンクリート打設前にははつり取り面 (側面) にプラスチックボードを設置しておいた。ただし、プレストレス導入時にはかぶり部分にもプレストレスが導入されている必要があるため、プラスチックボードには 25%程度 の孔をあけておき、ある程度の一体性を確保した。

(c) PC 鋼より線の腐食・破断

H20-No. 2 の PC 鋼より線では、腐食により約 20% の質量減少があった。これを再現するために、(b) のかぶりコンクリートはつり後に PC 鋼より線 E の切断を行った (これにより、PC 鋼より線の断面積は 5/6 となり、断面減少率は 16%となる)。切断は図-1 (b) に示す、電食相当範囲の両端で行った。

(4) 電食過程の非破壊調査

H20-No. 2 で確認された、腐食によるかぶりコンクリートの剥離がどういった過程で進んでいったかを確認するために、電食期間に通電を一時的に停止して、複数の非破壊調査手法による調査を試みた。非破壊調査の実施時期は通電前、通電後 7、14、21 日、通電終了後 (通電後 30 日)、載荷直前 (通電後 53 日)、の計 6 回実施した。適用した手法は、1) 超音波透過法、2) 超音波共振法、3) サーモグラフィ (通電終了後のみ)、4) 打音法である。非破壊調査の結果については、3. にまとめる。

(5) 載荷試験

載荷方法は二点静的単調載荷とし、載荷プレートには幅 100mm の鋼板を用いた。載荷試験の材齢は、No. 1 が 90 日、No. 2 が 92 日、No. 3 が 98 日であった。

(6) 解体調査

載荷試験後にコンクリートの損傷状態を目視観察した。また、No. 1、No. 2 については、両側のせん断スパンの PC 鋼より線とせん断補強鉄筋を取り出し、腐食状態を目視観察するとともに、JCI-SC1 に準拠して質量減少率を測定した。

2. 3 試験結果

(1) 電食過程での鋼材の挙動

電食過程における、供試体 No. 1 の PC 鋼材（右側腐食範囲）、せん断補強鉄筋（左側腐食範囲）のひずみの変化を図-2、図-3 に示す。PC 鋼材は腐食範囲、模擬腐食範囲の中央部、せん断補強鉄筋は、S3 の中段、S5 の上段で計測された値である。

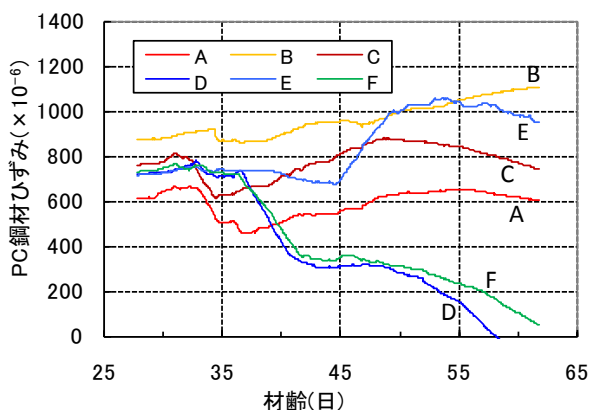


図-2 電食過程での PC 鋼材のひずみ変化 (右側腐食範囲)

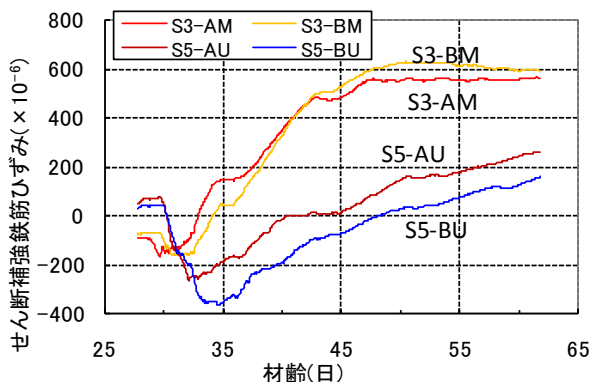


図-3 電食過程でのせん断補強鉄筋のひずみ変化 (左側腐食範囲)

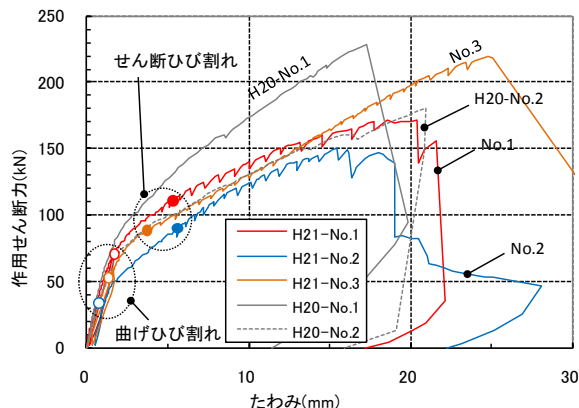


図-4 作用せん断力-中央たわみ関係

PC 鋼材は、中央に配置されている B と E のひずみが電食期間を通じて増加している。その一方で、上段両側の A と C は最終的にはほぼ変化無し、下段両端の D と F は大幅に低下している。この傾向は、他の腐食範囲でも確認された。

せん断補強鉄筋においても、同様に電食期間を通じてひずみの増加が確認された。

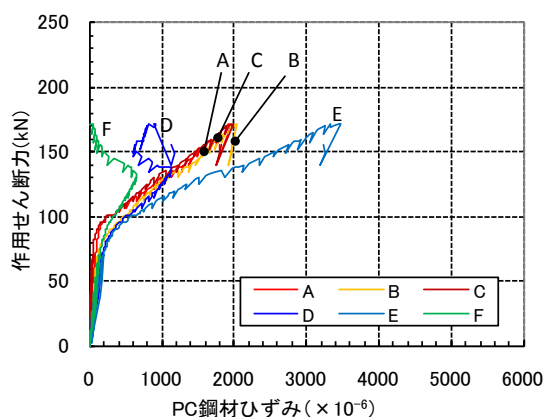
(2) 終局状態に至るまでの挙動

各供試体の作用せん断力と中央たわみの関係を図-4 に示す。図には、平成 20 年度の供試体における試験結果も併せて示す。平成 21 年度の載荷試験では、曲げひび割れが発生してから一旦除荷し、再び載荷を行っている。いずれの供試体でも、曲げひび割れの発生までは荷重とたわみは比例関係となっているが、曲げひび割れ発生からは剛性の低下が始まり、たわみの増大が見られる。その後せん断ひび割れの発生、載荷点近傍のコンクリートの圧壊の予兆（表面剥離のようなひび割れの進展）を経て、終局状態に至った。No. 1 では一度最大荷重の 172kN に到達した後に 140kN まで荷重の低下が起こり、その後 156kN まで増加した時点で側面のかぶりコンクリートの剥落とともに終局状態に至った。No. 2 は、最大荷重の 150kN に到達するとその後荷重の上昇が見られず、急激な崩壊もなく終局状態に至った。No. 3 は、最大荷重 219kN に到達して時点で載荷点近傍の圧壊が生じ、大きな音とともに終局状態となった。

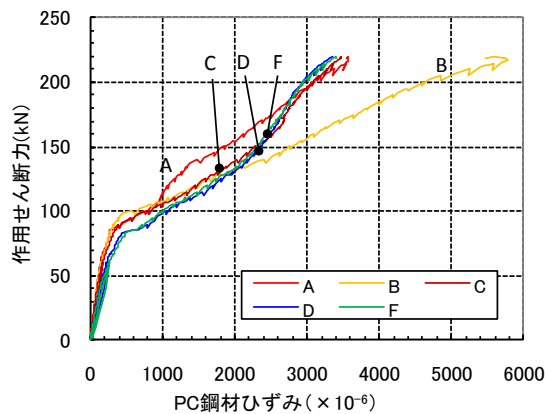
図-5 に供試体 No. 1 と No. 3 の作用せん断力と PC 鋼材ひずみの関係を示す。計測位置は、腐食範囲、模擬腐食範囲の中央部で、最終的に破壊が起こった側 (No. 1 は右、No. 3 は左) である。供試体 No. 1 では、上段 3 本の PC 鋼線 (A, B, C) が同じような挙動を示しているのに対し、下段の PC 鋼線では、両端 D、F で載荷途中にひずみの増

加が低下し、最終的に破断している。また、D、Fのひずみ増加率低下に伴って、中央のEのひずみ増加率が上昇している。供試体No. 3では全てのPC鋼線が類似の挙動を示したが、上段中央のBだけは、途中から他のPC鋼材よりもひずみが大きくなった。

図-6に供試体No. 1とNo. 3の作用せん断力とせん断補強鉄筋ひずみの関係を示す。計測位置は、破壊が起こった側のせん断ひび割れに対応する箇所、No. 1供試体では右側のS3中段とS4上段、No. 3では左側のS4下段とS5中段である。いずれの計測結果でも、せん断補強鉄筋の降伏は見られなかった(No. 3の破壊した側と反対(右側)のひび割れ直下では降伏が確認された)。

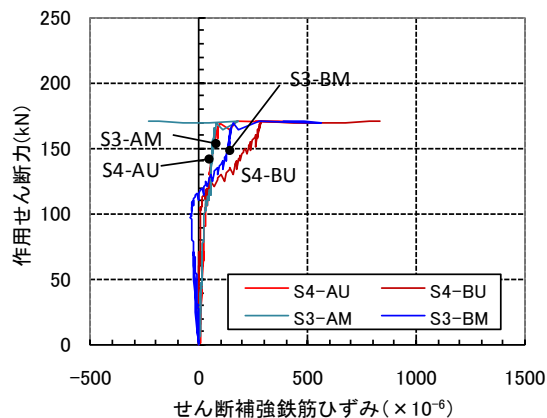


(a) No. 1 右側腐食範囲

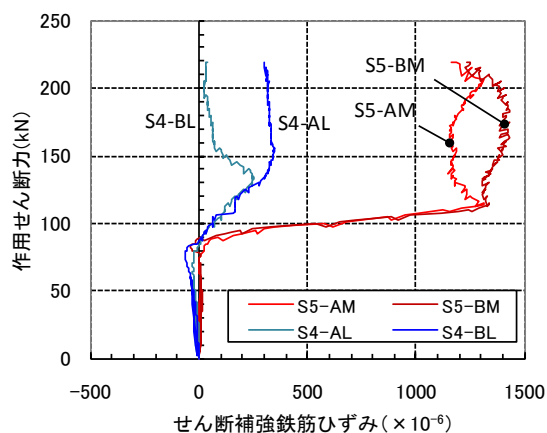


(b) No. 3 左側模擬腐食範囲

図-5 作用せん断力-PC鋼材ひずみ関係



(a) No. 1 右側腐食範囲



(b) No. 3 左側模擬腐食範囲

図-6 作用せん断力-せん断補強鉄筋ひずみ関係

曲げひび割れ発生荷重、せん断ひび割れ発生荷重、最大荷重を表-5にまとめる。曲げひび割れ発生荷重は、目視で曲げひび割れを確認したときの荷重とした。せん断ひび割れ発生荷重としては、供試体上端下端に設置した変位計の変位差が増大し始める荷重、せん断補強鉄筋ひずみが増大し始める荷重、を整理した。

表-5 各イベントでの荷重値(kN)

供試体	曲げひび割れ発生時	せん断ひび割れ発生時		最大荷重
		鉛直変位 ^{※1)}	補強筋 ^{※2)}	
No. 1	70	131	111	172
No. 2	34	90	90	150
No. 3	53	-	88	219

※1 供試体上端と下端の変位差が増大する荷重

※2 せん断補強鉄筋ひずみが増大する荷重

表-6 はり下端のプレストレスの推定値(N/mm²)

供試体	曲げひび割れ	PC 鋼線ひずみ
No. 1	8.3	4.6
No. 2	1.9	0.5
No. 3	5.2	3.9

曲げひび割れ発生荷重とコンクリート引張強度から求めたはり下端のプレストレスの推定値を表-6に示す。また、同表には載荷直前のPC鋼より線ひずみより求めたプレストレスも併せて示す。No. 1の曲げひび割れ荷重から求めたプレストレス量は、PC鋼より線ひずみと比較してもかなり大きな値となっている。H20-No. 2の曲げひび割れ発生荷重41kNと比較してもNo. 1のそれは非常に大きい。この原因は特定できなかった。

(3) ひび割れ発生状況

各供試体のひび割れ発生状況を図-7に示す。図中のひび割れは、載荷試験中に供試体側面に進展したひび割れを示している。

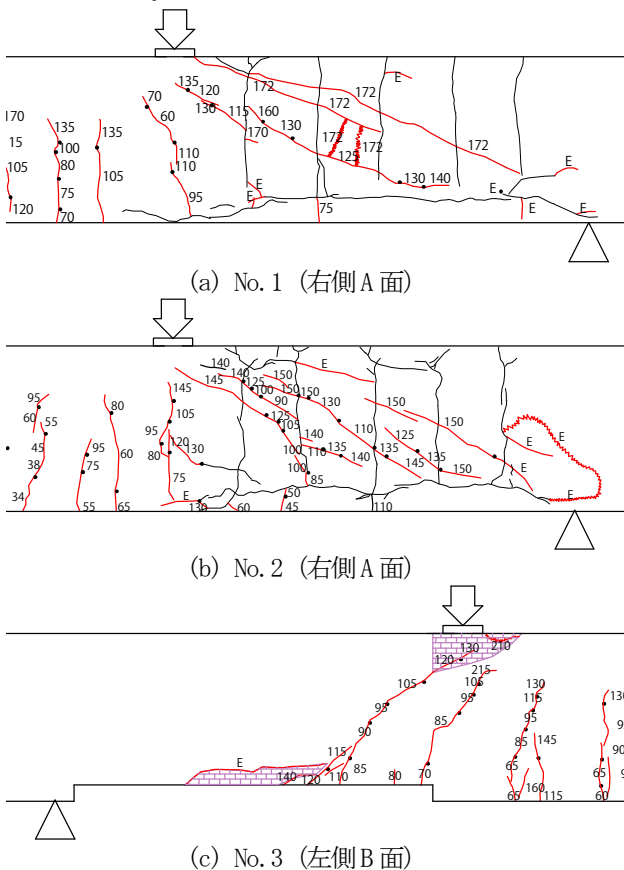


図-7 電食後および載荷試験時のひび割れ図
 ※黒線：電食後のひび割れ、赤線：載荷試験時のひび割れ（数字はひび割れ発生時の作用せん断力(kN)、Eは載荷試験終了時）、網掛け：載荷試験終了時の剥落部



(a) No.1



(b) No.2

写真-1 剥離したかぶり内部のひび割れの状況

No. 1、No. 2はひび割れの発生荷重は異なるものの、ひび割れの発生パターンは類似している。等曲げ区間に曲げひび割れが発達し、最後に支点と載荷点を結ぶ線上にせん断ひび割れが発生、終局状態に至っている。こういったひび割れ形状は、H20-No. 2と同様であった。一方No. 3では、最終的にせん断ひび割れによって終局状態に至るも、せん断ひび割れのなす角度はNo. 1、No. 2よりも深く、アーチ型の形状となっている。また、No. 1、No. 2は終局荷重に近づくに従って電食箇所の側面かぶりコンクリートの浮きの範囲が進展していく様子が打音によって確認されている。

写真-1には、載荷試験後に剥離が生じた側面と下面のかぶりを撤去した状況を示す。せん断破壊に寄与したひび割れは、外面に生じたせん断ひび割れとほぼ同じ位置に生じていることが分かる。

また、No. 1とNo. 2の間にかぶり剥離についての大きな差は認められず、せん断補強鉄筋の腐食によるかぶりコンクリートの剥離現象においては、プレストレスの影響が確認されなかった。

(4) 鋼材の腐食状態

図-8に、電食による鋼材の質量減少率を示す。平成20年度の値も併せて示す。質量減少率は、以下の式により算定した。

$$(\text{初期重量} - \text{除錆後重量}) / \text{初期重量} \times 100 (\%)$$

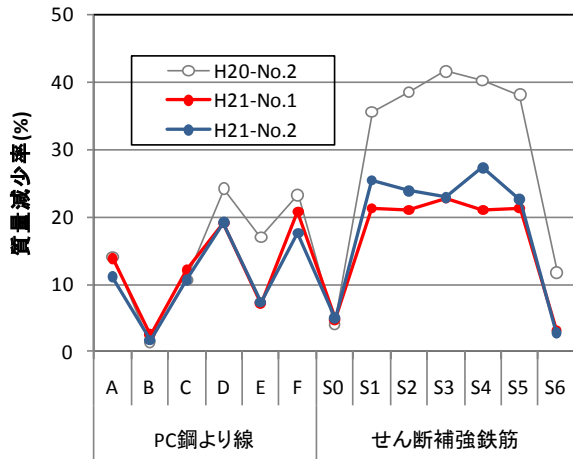


図-8 鋼材の質量減少率

計測は、せん断補強鉄筋はリング毎、PC鋼より線は電食範囲内を適当な長さに切断して行った。電食の程度は、平成20年度と同程度となるように電流量を調整した。せん断補強鉄筋の質量減少率はH20-No.2の40%程度に比べると、20%強とかなり低下しているが、これは、平成21年度は平成20年度のD6に対してD10を使用しており、溝切りを施してはいるものの重量が倍程度となっているため、質量減少量自体には違いはなかった。PC鋼より線の下段側、特にEの質量減少率が平成20年度に比べて小さいが、この原因は特定できなかった。質量減少率の大きいPC鋼より線DとFでは、素線の破断が数カ所でも確認されている。また、せん断補強鉄筋の断面減少は局所的に起こっているケースが多く、特に下側の曲げ部に多く見られた。

2.4 考察

(1) 荷重-たわみ曲線

図-4より、No.1とH20-No.2(せん断補強鉄筋を除いて条件はNo.1とほぼ同じ)を比較すると、曲げひび割れの発生頃までは同じような挙動を示すが、その後No.1の荷重-たわみ曲線はH20-No.2よりも高い値で推移している。図-8からも分かるように、下段のPC鋼より線の腐食減量がNo.1の方が小さい。また、载荷後の解体調査で供試体下側のかぶりをはつりとしたところ、No.1では側面に見られる錆汁の面的な広がり程度が小さかった。H20-No.2は、载荷終了時点で側面かぶりに加えて下面のかぶりも剥落を起こしており、载荷の早い時期から下側かぶりのコンクリートは断面として応力を受け持っていなかったものと推察され、これが荷重-たわみ曲線の相違となって現れたものと考えられる。

No.2は、曲げひび割れの発生後から剛性が低下し始め、No.1の荷重-たわみ曲線とほぼ一定の荷重差を保ちながら終局に至っている。

H20-No.2の腐食を模したNo.3は、曲げひび割れ発生後もH20-No.2とほぼ同じ荷重-たわみ曲線上を推移している。これより、H20-No.2において、载荷の初期の段階から腐食範囲の側面、下面のかぶりコンクリートは内部応力を受け持っていなかったことが推察される。一方で終局荷重はNo.3の方がH20-No.2より大幅に大きい。H20-No.2も含めて、電食で腐食促進を行った供試体では、ひび割れ角度が健全な供試体に比べてかなり浅くなっている。これはPC鋼より線の発錆によりコンクリートとの付着が早期に失われていたことによるものと想定される。No.3は最後までPC鋼より線とコンクリートとの付着が残っており、最終的に角度の深いアーチ機構が形成されることによって、終局荷重の上昇が起こったと想定される。

(2) せん断耐力

表-7に、せん断耐力の計算値と実験値を比較する。せん断耐力の計算値 V_{ucal} は、せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度 V_c ²⁾、デコンプレッションモーメントをせん断スパンで除したプレストレスによるせん断耐力増分 V_p ³⁾、圧縮斜材角を45度と仮定したトラス理論から求めたせん断補強鉄筋負担分 V_s の和とした。終局時におけるかぶりコンクリートは、健全なH20-1以外は有効でなかったと見なして、せん断補強鉄筋の純かぶり部分を控除している(No.3については、かぶりははつり取り後に行った形状計測を元に断面を算定)。また、鋼材断面積についても、試験後に計測された質量減少率を断面減少分として計算しており、特に素線の破断が確認されたD、FのPC鋼より線については、全断面が失われたものとして計算した。 V_p の計算で用いるコンクリートに導入されているプレストレスは、PC鋼より線に設置されたひずみゲージから得られた値を用いて計算した。H20-No.2では、鋼材の腐食によってひずみゲージの値が大きく変動し、データの信頼性が低かったため、平成21年度は防水対策を施している。得られたデータは若干変動が大きいものの、各供試体で同様な傾向を示していることから、ある程度の信頼性を有しているとして計算に用いた。計算から得られたせん断耐力は、実験で得られたせん断耐力の6割から8割程度であった。

表-7 せん断耐力の計算値と実験値の比較

供試体	計算値 (kN)				実験値 (kN)
	V_c	V_p	V_s	V_{ucal}	
No. 1	62	17	54	133 (77)	172
No. 2	62	10	50	122 (81)	150
No. 3	71	16	39	126 (58)	219
H20-No. 1	92	23	35	150 (66)	228
H20-No. 2	60	-	20	80 (44)	180

※ V_{ucal} の () 内の数字は、 V_{uexp} に対する比率 (%)

既設橋の場合、ひずみゲージにより劣化した橋梁の残存プレストレス量を計測することは困難である。ここでは、鋼材やコンクリートの断面が減少したときの内部応力の釣り合い条件を用いて、腐食後の残存プレストレス量を解析的に求め、 V_p を計算した。この際、初期に導入されていたプレストレス量は、電食前の PC 鋼より線のひずみから求めた値を用いた。図-9 は、No. 1 の腐食前と腐食後のコンクリート、PC 鋼より線の応力の変化をこの計算によって求めた結果である。これによって得られたプレストレスから V_p を求めた結果と、表-7 の V_p とを比較したものを表-8 に示す。表より、ひずみゲージから得られた値と、解析によって得られた値はプレストレスが導入されていない No. 2 を除いて比較的良く一致していると言える。

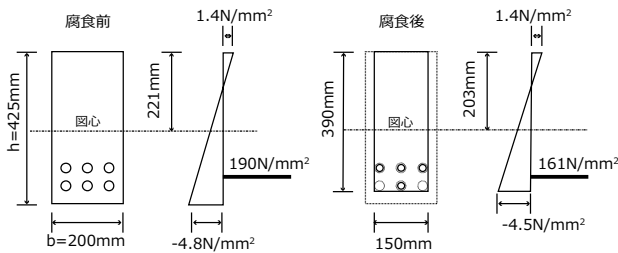


図-9 腐食前後の内部応力 (No. 1)

表-8 V_p の比較 (kN)

供試体	プレストレスの計算方法	
	ひずみゲージ計測値による	内部応力釣合による
No. 1	17	16
No. 2	10	1
No. 3	16	15
H20-No. 1	23	20

表-9 せん断ひび割れ発生荷重と V_c+V_p の比較 (kN)

供試体	V_c+V_p				せん断ひび割れ発生荷重
	かぶり無し		かぶり有り		
	ひずみゲージ	内部応力釣合	ひずみゲージ	内部応力釣合	
No. 1	79	78	91	94	111
No. 2	72	63	84	77	90
No. 3	87	86	-	-	88
H20-No. 1	115	112	-	-	113

表-10 V_s の比較 (kN)

供試体	ひび割れ角度 (°)	V_s		
		実角度+降伏ひずみ	実角度+実ひずみ	45度+降伏ひずみ
No. 1	29	99	22	54
No. 2	31	91	11	50
No. 3	42	44	16	39
H20-No. 1	34	53	-	35
H20-No. 2	22	50	-	20

せん断ひび割れの発生荷重は、 V_c と V_p の和と考えられる。この比較を表-9 に示す。せん断ひび割れ発生時には、かぶりコンクリートが剥離していなかったことも考えられるため、かぶり有りの場合についても同様の値を算出した。せん断ひび割れ発生荷重はせん断補強鉄筋ひずみが増大しはじめる荷重を用いた。また、H20-1 のせん断ひび割れは斜めひび割れを目視で確認した荷重である。かぶりがないとした場合、No. 1、No. 2 の V_c+V_p で与えられる値は、せん断ひび割れ発生荷重に比べて低い値を与えている。一方、かぶりを考慮した場合、 V_c+V_p の値は、せん断ひび割れ発生荷重に低い値となる。このことから、No. 1、No. 2 においては、せん断ひび割れ発生時には、かぶりが一体となって抵抗していた可能性が想定される。

V_s の計算においては、トラスモデルにおける圧縮ストラットの角度を 45 度として計算しているが、これはせん断ひび割れが 45 度となることを想定したものである。表-10 は、実際のひび割れ角度を用いて求めた V_s と、45 度を用いて求めた場合の比較である。実際のひび割れ角度を用いた V_s の計算では、せん断補強鉄筋の受け持つ応力として降伏応力を用いた場合 (実角度+降伏ひずみ) と、ひずみゲージによって計測されたひずみから求めた応力を用いた場合 (実角度+実ひずみ、平成 21 年度供試体のみ) を比較している。計算に用いたひずみの値は、せん

断ひび割れ近傍に設置されたひずみゲージによって得られたものを用いている。図-10 に、終局時のせん断補強鉄筋のひずみ分布を示す。

表-11 に、実ひび割れ角度を用いた場合の V_s よりせん断耐力を計算した結果を実験値と比較する。 V_s の計算方法によって、せん断耐力が大きく変化することが分かる。せん断補強鉄筋が降伏していると仮定した場合の計算値は実験値と近い値を示している。せん断破壊時にはせん断ひび割れをまたぐせん断補強鉄筋は降伏していると考えることが一般的であるが、今回のひずみ計測結果ではせん断補強鉄筋は弾性範囲にとどまっており、付着切れなどの要因によってせん断補強鉄筋の降伏が起こっていない可能性も考えられる。はりのせん断破壊においては、せん断ひび割れ発生後にひび割れに沿ったアーチが形成され、これがせん断耐力の上昇に寄与するケースも知られている⁴⁾。

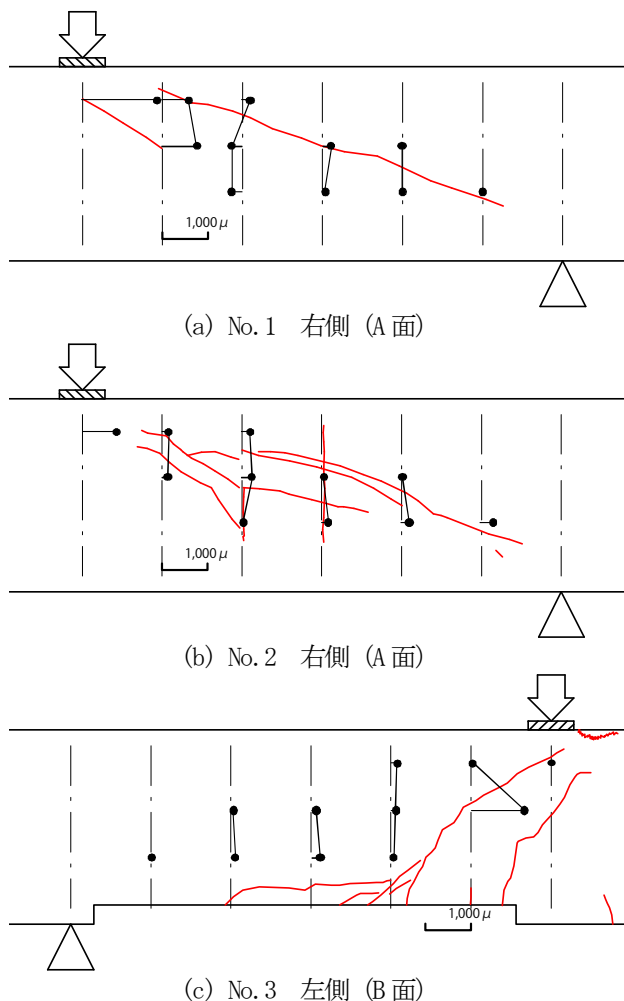


図-10 せん断補強鉄筋ひずみ (終局時)

※赤線: No. 1、No. 2 はかぶりコンクリート撤去後の内部のひび割れ、No. 3 は側面のひび割れ

表-11 せん断耐力の計算値と実験値の比較

(V_s の計算方法による違い)

		計算値 V_{ucal} (kN)			実験値 (kN) V_{uexp}
		実角度		45°	
ひび割れ 角度		降伏		計測	降伏
ひずみ		降伏		計測	降伏
供 試 体	No. 1	178 (103)	101 (59)	133 (77)	172
	No. 2	163 (109)	83 (55)	122 (81)	150
	No. 3	131 (60)	103 (47)	126 (58)	219

※ V_{ucal} の () 内の数字は、 V_{uexp} に対する比率(%)

いずれにしてもせん断耐力のせん断補強鉄筋負担分を適切に推定することは重要であると考えられる。

3. 電食時の剥離進展状況の非破壊調査手法による確認

3.1 概要

H20-No. 2 では、せん断破壊に至ると同時に、電食範囲の側面及び下面のかぶりコンクリートの剥落が起こった。電食により腐食した鋼材の錆汁がせん断補強筋面に沿って広がっていき、最終的にはその面のコンクリートの一体性を低下させていったものと想定される。平成 21 年度は、電食の期間中にこの錆汁 (あるいはかぶりコンクリートの剥離) が進展したかを確認するために、一週間毎に通電を一旦停止し、数種類の非破壊検査手法による調査を試みた。

3.2 剥離進展調査手法の検討

写真-2 に、載荷試験終了後に腐食範囲の側面かぶりコンクリートを撤去した状況を示す (No. 1、A 面向かって左側)。PC 鋼より線、せん断補強鉄筋に沿って生じた錆汁が周辺に伝播していく様子が見て取れる。図-11、図-12 に、載荷直前における超音波透過法、超音波共振法の結果を示す。両非破壊検査手法とも、錆汁の進展具合をある程度推定しているが、特に超音波透過法では、せん断補強鉄筋や PC 鋼より線から伝播していく錆汁の広がりがよく表されているようである。

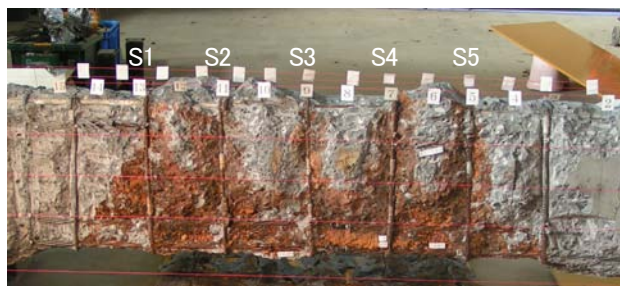


写真-2 かぶりコンクリート撤去状況 (No. 1、A 面左)

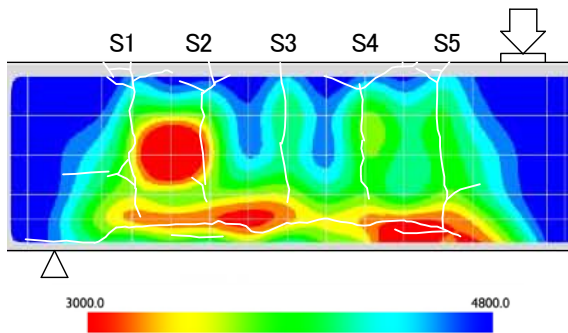


図-11 超音波透過法による検査結果(m/s)
(No. 1、A面左) 載荷前
※腐食ひび割れを白線で示す

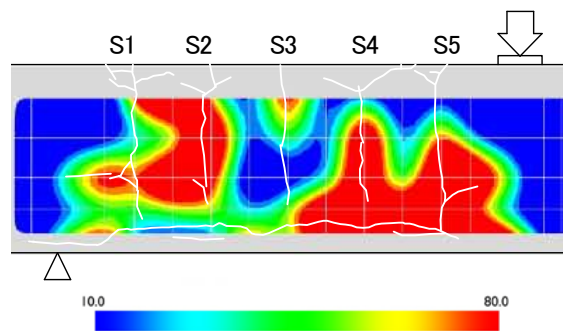


図-12 超音波共振法による検査結果(mV)
(No. 1、A面左) 載荷前
※腐食ひび割れを白線で示す

サーモグラフィは載荷前に計測を行ったが、目視で確認できるひび割れ程度の把握にとどまった。超音波非破壊調査の実施時期に合わせてテストハンマーで打音による浮きの確認も試みたが、有意な結果は得られなかった。超音波透過法と錆汁の進展範囲についての相関性について分析を行った。かぶりコンクリート撤去後の面において、超音波透過法を実施した計測点と対応する位置での錆汁の広がり具合を、錆汁なし：0点、錆汁の境界線上：1点、完全に錆汁に含まれる：2点、として評価した。また、超音波透過法は両面からの計測であるため、A面、B面の和とし、結果として各計測点0～4点の範囲となった。超音波透過法の評価については、電食前の健全時に得られた伝播速度に対する低下率で整理した。図-13に錆汁の発生状況と超音波速度低下率の関係を示す。サンプル数は348点である。図より、低下率が2.5%以下であれば、3点以上は約10%で、錆汁の進展はあまりないと言える。また、低下率が7.5%を超えると、0点の割合は10%以下となり、ほとんどの箇所で見られることとなる。以上の結果より、超音波透過法の測定結果と、せん断補強鉄筋面の錆汁の広がりとの関係は表-12のようになる。

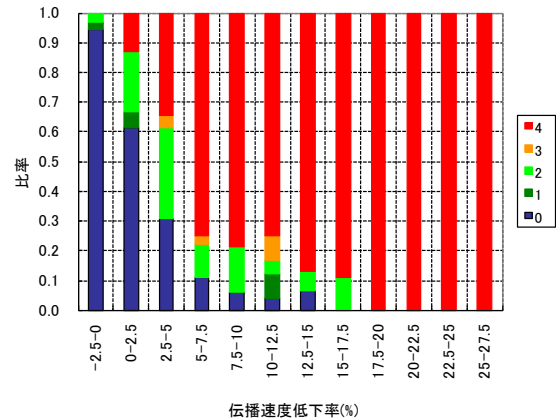


図-13 錆汁の発生状況と超音波速度低下率の関係

表-12 超音波透過法と錆汁進展の関係

伝播速度低下率	2.5%以下	2.5%～7.5%	7.5%以上
錆汁の進展	健全	錆汁進展の可能性有り	錆汁進展

3.3 電食期間における錆汁の進展

(2)で得られた結果を元に、電食期間の各段階における錆汁の進展状況を推定した。結果を図-14に示す。せん断補強鉄筋やPC鋼より線から発生した錆汁が、面的に広がっていく様子が見て取れる。錆汁は、第1週の段階でかなりの範囲に広がっており、第3週ともなると、範囲自体の進展はあまり見られないことが分かる。

4. まとめ

平成21年度の成果を以下にまとめる。

- 1) プレストレスの有無によって、せん断補強鉄筋の腐食によるかぶりコンクリートの剥離の形態に違いは見られなかった。
- 2) 断面減少した鋼材やコンクリートの内部応力の釣り合い条件から求めた残存プレストレスの計算値(腐食前のプレストレスを既知として計算)は、PC鋼より線のひずみから求めた残存プレストレスの推定値と近い値を示した。これにより、断面減少がある程度推定されれば、プレストレスによるせん断耐力追加分 V_p を求めることが可能になる。
- 3) 超音波透過法による伝播速度の低下率が、試験後のコンクリート剥離面に見られた錆汁の進展と相関性が良いことが確認された。

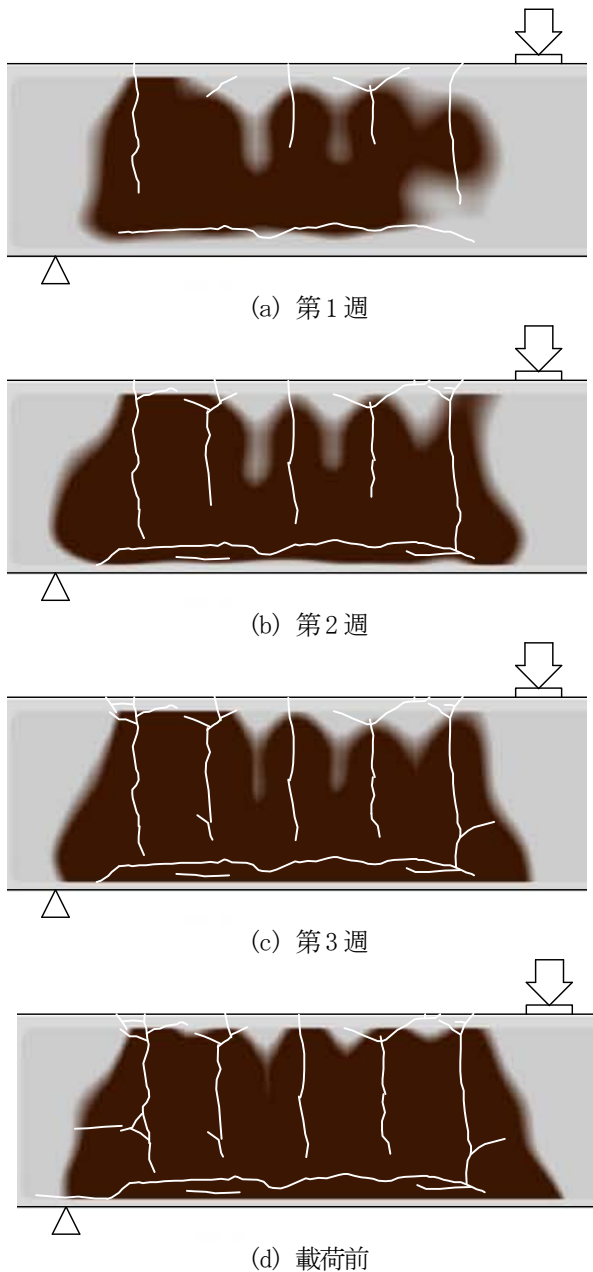


図-14 錆汁の進展状況 (No. 1、A面左)
 ※各段階の腐食ひび害れを白線で示す

参考文献

- 1) 田森清美ほか：鉄筋の発錆によるコンクリートのひびわれ性状に関する基礎研究、コンクリート工学年次論文報告集、No.10, No.2, pp.505-510, 1988.
- 2) 二羽淳一郎ほか：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.
- 3) 建設省土木研究所、プレストレスト・コンクリート建設業協会：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針 (案) —、共同研究報告書第 138 号, 1995.
- 4) 二羽淳一郎ほか：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究、土木学会論文集、No.508/V-26, pp79-88, 1995.

STUDY ON SOUNDNESS EVALUATION OF EXISTING CONCRETE BRIDGES

Abstract : Highway bridges built during the period of high economic growth will become old all together in Japan. Some existing concrete bridges have already showed deterioration signs such as corrosion and cracking. The soundness evaluation based on their structural performance is strongly required for the rational judgment of their serviceability and necessity of repair or retrofit. This research project aims to propose the evaluation method of structural performance for existing concrete bridges. In FY 2009, in order to clarify the failure mechanism of the corroded prestressed concrete beam, tests using prestressed concrete beams with artificial corrosion and mock-corrosion were conducted.

Key words : existing concrete bridges, load-carrying capacity, maintenance, chloride attack, corrosion