

PC 橋の改造技術に関する研究

— その 2 : 損傷 PC 部材の力学特性に関する考察 —

北野 勇一*1・中田 順憲*2・伊藤 良二*3・渡辺 博志*4

1. まえがき

わが国でプレストレストコンクリート（以下、PC）が実用化されてから半世紀が過ぎ、橋梁をはじめとする社会基盤の構築に欠かせないコア技術として確立されてきた。このような PC 技術の発展を支えてきたのは、質の高い設計・施工技術が確立されてきたことに加え、PC 部材が発揮する優れた力学特性に依存するところが大きい。

一方、これまでに建設されてきた PC 橋の中には、過酷な塩害を受けて鋼材腐食が生じるばかりでなく、一部ではあるが、PC 鋼材の破断という深刻な事態に至ったケースがある。このように経年劣化した PC 橋では、PC 部材の優れた力学性能が損なわれることが懸念される。そこで、本研究その 1¹⁾では、PC 鋼材が腐食した場合の機械的性質について検討し、その結果、おおまかではあるが、腐食 PC 鋼材の材料劣化を定量的に評価した。しかしながら、このような材料劣化を考慮したうえで実際の PC 橋の耐荷力などを検討した事例はあまり報告されていないのが現状である。

このような背景より、本稿では、経年劣化した PC 橋の力学特性を把握することを目的に、これまでの研究成果を整理するとともに、PC 部材の損傷が構造安全性や使用性に及ぼす影響について定量化することを試みた。

2. これまでの研究成果の整理

損傷 PC 部材の力学特性に関する既往の研究成果^{2~4)}を整理すると、次の①～⑨の知見に集約される。また、これらの研究に用いられた試験桁の諸元、形状寸法を表 - 1

および図 - 1 に示す。

- ① 海岸部に 26 年暴露され、腐食により一部の PC 鋼材が欠損したプレテンション PC 桁の載荷試験を実施した結果、曲げ耐荷力は PC 鋼材の断面欠損に応じて低下するとともに、曲げ変形性能が著しく低下していた²⁾。
- ② 知見 ① において、セメント系に加え、エポキシ樹脂系のプレパクトコンクリートの断面修復は、終局耐力や終局曲率にはほとんど貢献しなかった²⁾。
- ③ 知見 ② に加え、載荷によるひび割れは断面修復部に集中して発生した。さらに、載荷荷重を増加させるにしたがい、損傷が見られない箇所にもひび割れが発生した²⁾。
- ④ 海岸部で 34 年間供用されたポストテンション PC 桁を試験体として載荷試験を実施した結果、腐食により著しい損傷が見られ PC 鋼材の断面残存率が 21 % となっていた試験桁は、すでに曲げひび割れが発生し、自重を受けもてない状況になっていた³⁾。
- ⑤ 知見 ①～④ において、腐食の程度が軽微なポストテンション PC 桁の載荷試験結果は、一般的なコンクリート上縁の圧縮破壊で終局に至った。これ以外の試験桁では、PC 鋼材の破断で終局に至った^{2, 3)}。
- ⑥ 知見 ⑤ に加え、PC 鋼材の腐食による強度低下と破断による断面欠損を考慮した終局曲げモーメントの計算値 M_u は、載荷試験の結果とほぼ一致し、健全な PC 桁の破壊抵抗モーメントを M_{uo} とすると、PC 鋼材の断面残存率と破壊耐力残存率 (M_u / M_{uo}) との間におおむね 1 : 1 の相関が確認された³⁾。

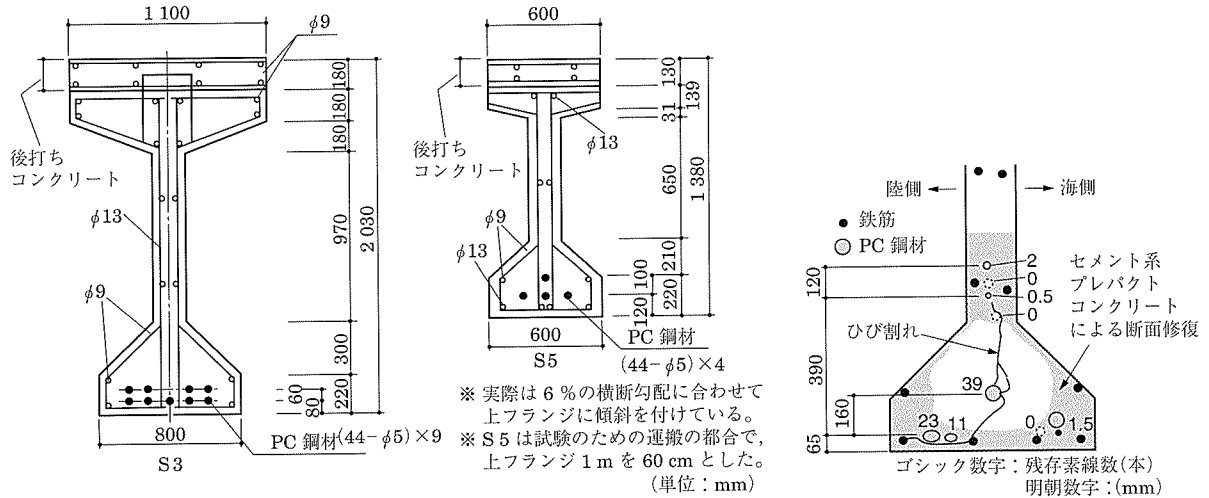
表 - 1 試験桁の主な諸元

対 象	試験桁 A (実橋補修 PC 桁) ³⁾		試験桁 B (実橋補修 PC 桁) ²⁾		試験桁 C (模擬補修 PC 桁) ⁴⁾				
	桁番号*	A 1 (S3)	A 2 (S5)	B 1 (B1)	B 2 (B2)	C 1 (No.1)	C 2 (No.2)	C 3 (No.3)	
形 式	ポストテンション PC 単純桁		プレテンション PC 単純桁		プレテンション PC 単純桁				
支間 (m)	40.0	20.0	8.75	5.50	10.0	10.0	10.0		
設計基準強度 σ_{sk}	主桁 39 N/mm ² , 床版 29 N/mm ²		主桁 49 N/mm ²		主桁 50 N/mm ²				
P C 鋼 材	種 類	SWPR1 ($\phi 5$)		SWPR7A (T 9.3, 7本より)		SWPR7B (T 15.2, 7本より)			
	引張強さ	1 620 N/mm ²		1 716 N/mm ²		1 860 N/mm ²			
	初期導入力	1 130 N/mm ²		1 177 N/mm ²		1 330 N/mm ²			
	破断率	78.6 %	5 %	35.7 %	17.8 %	—	7 %	2 %	
最大補修範囲	下フランジ～ウェブ 下側の大部分	下フランジ断面 の 1/5	下フランジ幅の 1/6 (下フランジ側面 かぶりを除去)		未補修 (健全桁)			下縁より 140 mm の すべての部位	
補修材料**	補修材 a		補修材 b		—			補修材 a	補修材 b

* 桁番号の括弧内は、文献内の名称である。** 補修材 a : セメント系プレパクトコンクリート, 補修材 b : エポキシ樹脂系プレパクトコンクリート

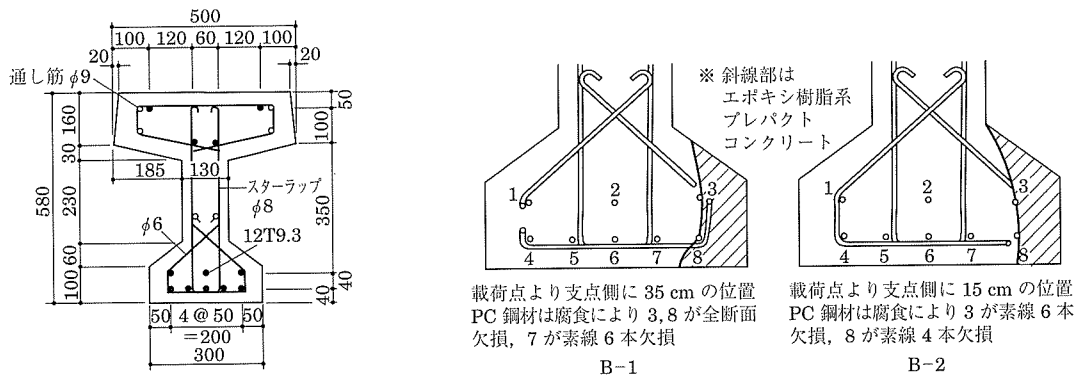
*1 Yuichi KITANO : プレストレスト・コンクリート建設業協会
 *2 Yoshinori NAKATA : プレストレスト・コンクリート建設業協会
 *3 Ryoji ITO : プレストレスト・コンクリート建設業協会
 *4 Hiroshi WATANABE : 独立行政法人土木研究所

(a) A1, A2 試験桁



S3 の鋼材破断状況の例

(b) B1, B2 試験桁



B-1

B-2

(c) C1, C2, C3 試験桁

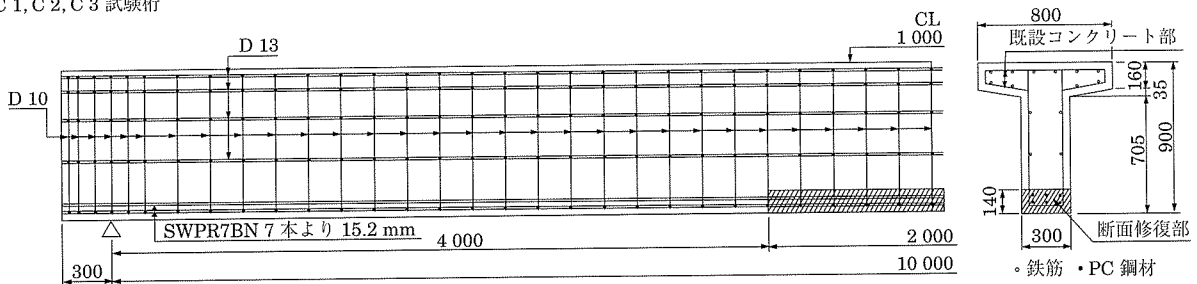


図 - 1 試験桁の形状寸法・補修範囲・PC 鋼材破断状況

- ⑦ PC 部材の下縁側をブレーカにより PC 鋼材に損傷を与えないように注意深くはつり、断面修復した試験体の載荷試験を行った結果、PC 部材の終局曲げ強度は断面修復以前の PC 部材とほぼ同じであったが、変形性能は劣る結果となった⁴⁾。
- ⑧ 知見 ⑦ において、断面修復した PC 桁には、断面修復部やその界面にひび割れが先行して発生した。ただし、ひび割れ幅が急速に増加するのは、既設コンクリート部にひび割れが発生した後である⁴⁾。
- ⑨ 断面はつりによるプレストレスの減少量は、はつり部を無視したコンクリートの弾性変形に伴うプレストレスの損失を考慮することで把握することができる⁴⁾。

以下では、これらの知見から、経年劣化あるいは補修した PC 部材の力学特性を検討した結果を詳述する。

3. PC 部材の損傷状況に関する検討

2章で取り上げた既往の研究では、PC 部材の下フランジ部の損傷を対象として検討されている。これは、曲げモーメントが最大となるこの部位に PC 鋼材が多く配置されており、PC 部材の力学特性（とくに、曲げに関する挙動）に与える影響が顕著となる事例が多いためである。したがって、本章では、この下フランジ部の損傷に着目し、PC 鋼材が損傷する場合と下フランジコンクリートが損傷する場合に分けて検討する。なお、本稿では、PC 鋼材が破断した割

合を「PC 鋼材破断率」と呼称する。

3.1 PC 鋼材の損傷状況

知見 ① によれば、PC 鋼材の損傷が PC 部材の曲げ破壊耐力に大きな影響を及ぼすとともに、曲げ変形性能の著しい低下が懸念されるようである。曲げ破壊耐力に関しては、知見 ⑥ より PC 鋼材の破断の影響が主体的であると考えられ、知見 ④ のように腐食により著しく損傷していた PC 部材は単独の部材として自立できない状況にあったと考えられる事例もある。一方、曲げ変形性能に関しては、知見 ⑤ によれば、軽微な腐食の場合を除き、腐食した PC 鋼材が早期に破断に至るためと考えられる。このように PC 鋼材の腐食や破断が PC 部材の力学特性に及ぼす影響は大きい、その影響の度合いについては腐食している場合と破断している場合と異なるようである。したがって、この両者の場合について、それぞれ整理する。

まず、PC 鋼材の腐食状況について述べる。本研究その 1¹⁾ では腐食状況を 4 段階に分類した (表 - 2)。この分類にしたがい、統計処理により PC 鋼材の材料劣化を定量的に評価した結果を表 - 3 に示す。ここで、腐食の不均一性に起因すると考えられるばらつきは、本稿では考慮しないものとした。表 - 3 に示されるように、腐食した PC 鋼材は、引張強さや弾性係数などの機械的性質、および、応力-ひずみ曲線の軌跡が変化せず、腐食に伴う断面積の減少や終局ひずみの著しい低下がこれまでに確認されている。

表 - 2 腐食状況の分類 (PC 鋼線, PC 鋼より線) 1)

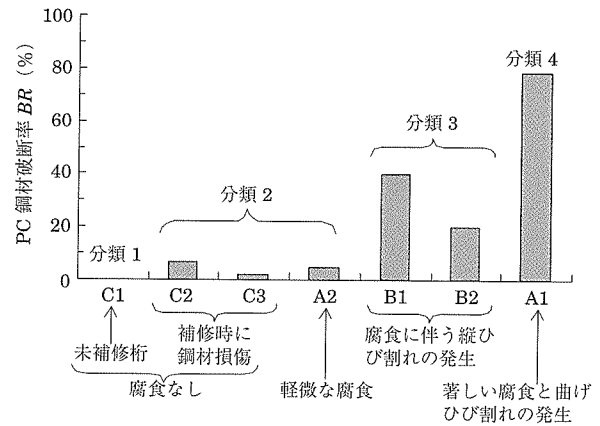
分類	腐食状況	質量減少率
1	薄錆が全面にあるが、ブラシで磨くと地鉄がでる。	1%程度未満
2	錆が全面にあり、点状の錆が目立つ。	1~2.5%程度
3	錆が全面にあり、ブラシで磨くと欠損が目立つ。	10%程度未満
4	径が小さくなっている。	10%程度以上

表 - 3 本検討で用いる腐食 PC 鋼材の材料特性値

分類	断面積	引張強さ	弾性係数	終局ひずみ
1	A_p	σ_{ps}	E_p	制限なし
2	$0.94 A_p$			0.015
3	$0.85 A_p$			$0.84 \sigma_{ps} / E_p$
4	0 (破断しているものとみなす)			

次に、PC 鋼材の破断状況について述べる。各試験桁の載荷試験後に解体調査して確認された PC 鋼材破断率 (ただし、曲げ載荷区間に近い付近の最大値) と腐食状況を整理した結果を図 - 2 に示す。図より、分類 1 から分類 4 へと材料劣化が進行するにしたがい、PC 鋼材破断率が增大していることが分かる。また、試験桁 A 2 の PC 鋼材はその大部分が分類 2 に相当する軽微な腐食であったが、このような場合でも最大 5%ほど破断している部位があった。このようなことから、軽微な腐食であっても、部位によっては PC 鋼材の破断により耐力が低下している可能性があることには注意を要する。

また、曲げひび割れが確認された試験桁は PC 鋼材破断



* 試験桁 C2 と C3 は、ハンドブレイカにより断面をはつる際、PC 鋼材に間接的な打撃が加えられたものとして分類 2 に相当すると判断した。

図 - 2 各試験桁における PC 鋼材破断率の最大値

率が 78.6% に達していた A 1 のみであり、破断率が 35.7% と 17.8% であった試験桁 B では PC 鋼材に沿った縦ひび割れの発生にとどまっていた。一般的に、PC 鋼材がこれほど破断した PC 橋であれば、曲げひび割れの発生が想定されるが、試験桁 B の場合には支間長が 10 m 以下と短く、設計断面積に占める死荷重の割合が小さいことから、曲げひび割れの発生による使用性の低下が著しくは認められなかったと思われる。

3.2 下フランジコンクリートの損傷

I 桁や T 桁タイプの PC 桁橋では、下フランジコンクリート部に飛来塩が付着しやすく、塩害を受けやすい。また、この部位には鋼材が密に配置されていることから、鋼材腐食に伴うひび割れやはく離・はく落の被害が大きく、PC 部材の力学性能への影響が懸念される。しかしながら、このような下フランジコンクリートの損傷は、通常、終局時の中立軸より下の引張領域であり、なおかつ部材全体が広範囲にわたって著しく損傷している状況に陥っていないかぎり、橋梁全体の耐力には大きな影響を及ぼさないものと考えられる。

一方、下フランジコンクリートが損傷している場合、知見 ② によれば、曲げ強度の高い補修材を用いても終局耐力や終局曲率は向上しないようである。また、知見 ③ によれば、曲げひび割れの発生は載荷初期に断面修復部に集中するようである。この理由として、補修された部位にはプレストレスが導入されていないこと、PC 鋼材の破断による不足プレストレス、あるいは、知見 ⑨ に示されるように導入されていたプレストレスの再配分などが影響しているものと考えられる。

以上のように、下フランジコンクリートの断面修復はひび割れ発生など構造物の使用性に影響するものの、耐力など構造物の安全性には、一般的に、大きく影響しないものと考えられる。

4. 損傷 PC 部材の構造安全性に関する検討

3 章で検討したように、損傷した PC 部材の曲げ破壊耐力は PC 鋼材の破断の影響が支配的であると考えた。また、

終局曲率についてはPC鋼材の腐食の影響が強いと考えられることから、本章では両者を分けて検討する。

4.1 損傷 PC 部材の曲げ破壊耐力に関する検討

(1) PC 鋼材の損傷の影響

図 - 3 には、各試験桁の曲げ破壊耐力を載荷試験により確認した結果を引用し、式 (1) より破壊耐力残存率 (α_{Mu}) を算定した結果を示す。ここで、計算方法は道路橋示方書⁵⁾ に準拠し、材料特性値については実部材から採取した各材料の物性試験の結果 (表 - 4) を用いた。

$$\alpha_{Mu} = \frac{M_{uexp}}{M_{ucall}} \times 100 (\%) \quad (1)$$

ここで、 M_{uexp} : 載荷試験中の最大荷重より算定した各試験桁の最大載荷モーメント (kN-m)

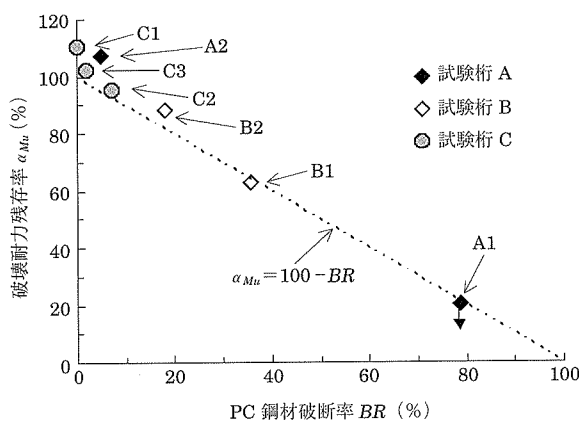
M_{ucall} : PC 鋼材の損傷を考慮せずに設計計算した各試験桁の破壊抵抗曲げモーメント (kN-m)

この図 - 3 より、PC 鋼材破断率が 5 % 以下の試験桁では健全な PC 桁と同等の耐荷力を満たしていたが、5 % を超える試験桁では PC 鋼材破断率に応じて耐荷力が不足する傾向になった。この傾向は、図中に示した式 (2) とよく整合しており、知見 ⑥ にすでに示されているように、PC 鋼材の破断が PC 部材の曲げ破壊耐力に及ぼす影響が大きいものと判断される。

$$\alpha_{Mu} = 100 - BR (\%) \quad (2)$$

ここで、BR : PC 鋼材破断率 (%)

また、破壊耐力残存率が PC 鋼材破断率に強い相関性があるのは、PC 鋼材の破断に伴って終局時の中立軸が上縁側に移行するものの、PC 鋼材の有効高に対する割合としてはそれほど大きな変化でないことに起因していると考えられる。



* 試験桁 A1 は載荷前の段階で自重を受け持てない状態であったとされていることから破壊耐力残存率を推定した。

図 - 3 損傷 PC 部材の破壊耐力残存率

(2) 損傷 PC 部材の設計曲げ破壊耐力

前項 (1) に示したように、PC 鋼材の破断は PC 部材の曲げ破壊耐力に大いに影響している。ここでは、PC 鋼材が

表 - 4 設計に用いた材料特性値 (単位: N/mm²)

試験桁	コンクリート		PC 鋼材	
	圧縮強度	弾性係数	引張強さ	弾性係数
A 1, A 2	39.3	23 100	1 720	195 000
B 1, B 2	55.4	30 500	1 850	183 000
C 1	59.4	31 900	1 960	195 000
C 2	64.2	33 500		
C 3	65.6	34 100		

* 図中の数値は、文献 2) ~ 4) より引用した。

破断している場合と、破断と腐食の双方が生じている場合に分けて設計計算を行い、実験結果の検証を行う。設計方法としては、PC 鋼材が破断している場合はその本数分の断面積が減じているものとし、腐食している場合は表 - 3 の材料特性値にしたがい、断面積と終局ひずみを低減することにした。

表 - 5 には、各試験桁の曲げ破壊耐力の実験値と設計値を比較した結果を示す。ここで、設計値 M_{ucall} は式 (1) 中に示されるように PC 鋼材が健全な場合の設計計算値である。一方、設計値 M_{uca2} と M_{uca3} は PC 鋼材が損傷した場合の設計計算値であり、前者は PC 鋼材の破断のみを考慮し、後者では PC 鋼材の破断と腐食の双方を考慮した。また、設計計算にあたっては、以下の前提により算定することにした。

- ・ PC 鋼材の材料特性値は、設計値 M_{uca3} の場合、配置されているすべての PC 鋼材が表 - 5 中に示される腐食状況の分類であるものとした。一方、設計値 M_{uca2} に対しては PC 鋼材の材料劣化を考慮しないものとした。
- ・ PC 鋼材の応力度は表 - 1 の初期導入力から道路橋示方書に準拠して有効プレストレスを算出した。また、この有効プレストレスは、PC 部材が経年劣化した場合においても変化しないものとした。
- ・ PC 部材の終局状態として、PC 鋼材が腐食していると破断伸びが著しく低下することから、圧縮縁のひずみがコンクリートの終局ひずみに達しない可能性がある。したがって、この場合には、PC 鋼材の終局ひずみの上限値を設定し、コンクリートのひずみが道路橋示方書に示される応力-ひずみ曲線の任意のひずみとなることと、力のつり合い条件とひずみの適合条件を満足さ

表 - 5 設計曲げ破壊耐力の算定結果 (単位: kN-m)

試験桁	腐食状況	実験値 M_{uexp}	設計値 *		
			M_{ucall}	M_{uca2}	M_{uca3}
A 1	分類 4	~ 4 360	21 680	4 980	0
A 2	分類 2	6 210	5 784	5 527	5 215
B 1	分類 3	240	383	260	208
B 2	分類 3	337	383	324	260
C 1	分類 1	1 361	1 232		
C 2	分類 2	1 177	1 232	1 143	1 059
C 3	分類 2	1 258	1 232	1 202	1 114

* M_{ucall} : PC 鋼材が健全な場合の設計値。

M_{uca2} : PC 鋼材破断率分を考慮した場合の設計値。

M_{uca3} : PC 鋼材破断率と腐食分類に応じた PC 鋼材の材料劣化 (表 - 3) を考慮した場合の設計値。

** 試験桁 A 1 は載荷前の段階で自重を受け持てない状態であったとされていることから実験値を推定した。

せるようにして設計値を算出するものとした。この際、等価応力ブロックの形状は、便宜上、変化させないことにした。なお、PC 鋼材の終局ひずみは、腐食状況が分類 1 の場合の制限がないが、本稿では JIS 規格値の破断伸び（試験桁 A で 4.0 %、試験桁 B, C で 3.5 %）を上限に設計した。

また、各試験桁の載荷試験で得られた最大耐力が設計耐力に対して持ち合わせる安全率を破壊耐力余裕率（ β_{Mu} ）と定義し、表 - 5 の設計計算結果をもとに式（3）より算定した結果を図 - 4 に示す。

$$\beta_{Mu} = \frac{M_{uexp} - M_{ucal2or3}}{M_{ucal1}} \times 100 \quad (\%) \quad (3)$$

この表 - 5 より、各試験桁の曲げ破壊耐力は、PC 鋼材の破断のみを考慮した設計値 M_{ucal2} に一致する傾向であるとも見えるが、図 - 4 を見ると PC 鋼材破断率が増加するにしたがい、破断耐力余裕率が低下する傾向になっているようにも読みとれる。一方、曲げ破壊耐力の算定において PC 鋼材の破断と材料劣化の双方を考慮した設計値 M_{ucal3} では、破壊耐力余裕率がいずれの試験桁においてもおおむね 10 % 程度を上回っていることが分かる。

以上のことから、損傷 PC 部材の耐荷力は、PC 鋼材の腐食による材料劣化と破断本数の双方を設計計算に反映することで、安全側に評価できるものと考えられる。

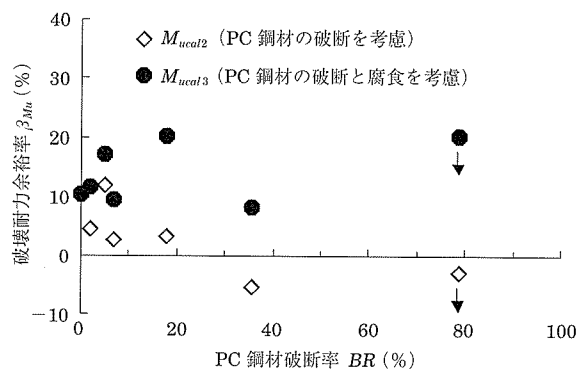


図 - 4 PC 鋼材破断率と破壊耐力余裕率の関係

4.2 損傷 PC 部材の曲げ変形性能に関する検討

(1) PC 鋼材の損傷の影響

図 - 5 は、各試験桁の載荷試験における最大荷重時の曲率（ ϕ_u ）を引用し、腐食状況や破壊形態を含めてとりまとめた結果を示す。ここで、試験桁 A 2 は曲率が測定されていないことから、たわみ量（DP）の結果⁶⁾を引用し、式（4）により最大荷重時の曲率を算出した。

$$DP = \frac{L^2}{19.2} \times (\phi_{cl} + 1.2 \cdot \phi_{1/4}) \quad (\text{m}) \quad (4)$$

ここで、 L ：載荷試験の支間長（m）

ϕ_{cl} ：支間中央の曲率（1/m）

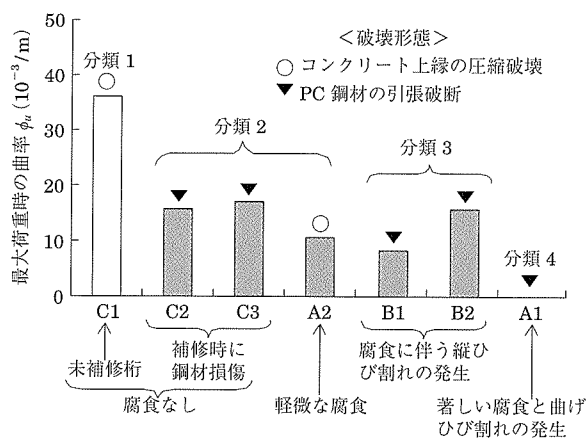
$\phi_{1/4}$ ：支間 1/4 点の曲率（1/m）

ただし、試験桁 A 2 の支間 1/4 点では終局時においても

曲げひび割れがほとんど生じてなく、この地点の曲率が支間中央に比べ無視できるものとして曲率を逆算した。

この図 - 5 より、分類 1 から分類 4 へと材料劣化が進行するにしたがい、最大荷重時の曲率が大きく低減した。また、試験桁 A 2 を除き、破壊形態が PC 鋼材の引張破断で終局を迎える傾向になった。このように、PC 鋼材の破断率にかかわらず、PC 部材の変形性能が大きく低下する傾向は、腐食 PC 鋼材の終局ひずみが表 - 3 中に示されるように健全な PC 鋼材よりも著しく低減する傾向が反映されているためであると考えられる。一方、PC 鋼材の破断の影響は、終局時の中立軸が上縁側に移行するため、破断本数に応じて終局曲率が増大する方向に作用すると考えられる。

以上より、PC 鋼材が破断することで PC 部材の終局時の曲率が増大する傾向になるものの、破断していない PC 鋼材の腐食による伸び性能の著しい低下に伴い、PC 部材の曲げ変形性能が PC 鋼材が健全な場合と比べて損なわれるものと推察される。なお、知見 ⑦ によれば、PC 鋼材が腐食した場合だけでなく、PC 部材の下フランジコンクリートをハンドブレイカによりはつり取る際に PC 鋼材に間接的に打撃が加えられることで、材料強度は失わないものの、破断伸びを損なう場合があることにも留意する必要があると考えられる。



* 試験桁 A1 載荷試験が未実施のため、曲率を 0 とした。

図 - 5 損傷 PC 部材の最大荷重時の曲率と破壊形態

(2) 損傷 PC 部材の設計終局曲率

ここでは、4.1 節 (2) と同様、PC 鋼材が破断している場合と、破断と腐食の双方が生じている場合に分けて設計計算を行い、実験結果の検証を行う。

表 - 6 には、各試験桁の終局曲率の実験値（ただし、最大荷重時の値）と設計値を比較した結果を示す。ここで、設計値 $\phi_{ucal1} \sim \phi_{ucal3}$ の計算方法は、4.1 節 (2) と同様の方法で算定した。また、各試験桁の載荷試験で得られた終局曲率が設計値に対して持ち合わせる安全率を終局曲率余裕率（ $\beta_{\phi u}$ ）と定義し、表 - 6 の設計計算結果をもとに式（5）より算定した結果を図 - 6 に示す。

$$\beta_{\phi u} = \frac{\phi_{uexp} - \phi_{ucal2or3}}{\phi_{ucal1}} \times 100 \quad (\%) \quad (5)$$

表 - 6 より、各試験桁の終局曲率は、PC 鋼材の破断のみを考慮した設計値 ϕ_{ucal2} とは一致せず、終局ひずみの低減を考慮した設計値 ϕ_{ucal3} に近い結果が得られた。また、図 - 6 より設計値 ϕ_{ucal3} の場合には、終局曲率余裕率がいずれの試験桁においてもおおむね 0 % 程度となっていた。

以上のことから、損傷 PC 部材の終局曲率は、PC 鋼材の腐食による破断伸びの低下の影響を大きく受けており、これを設計計算に反映することで、比較的精度よく評価できるものと考えられる。また、破壊形態については、PC 鋼材が腐食していても PC 鋼材の破断で終局に至らない場合（本稿では、表 - 6 中の試験桁 A 2 の例）もあるので、上述したような方法で検討することで個別の構造物ごとに判断していく必要があると考えられる。

表 - 6 設計終局曲率の算定結果 (単位: $10^{-3}/m$)

試験桁	腐食状況	実験値 ϕ_{uexp}	設計値*		
			ϕ_{ucal1}	ϕ_{ucal2}	ϕ_{ucal3}
A 1	分類 4	0.0 (▼)	8.3 (○)	20.9 (○)	0.0 (▼)
A 2	分類 2	11.3 (○)	10.7 (○)	11.2 (○)	12.0 (○)
B 1	分類 3	6.9 (▼)	59.4 (○)	60.2 (○)	7.4 (▼)
B 2	分類 3	14.3 (▼)	59.4 (○)	61.3 (○)	7.7 (▼)
C 1	分類 1	36.1 (○)	36.4 (○)	36.4 (○)	36.4 (○)
C 2	分類 2	15.7 (▼)	36.4 (○)	36.4 (○)	11.8 (▼)
C 3	分類 2	17.2 (▼)	36.4 (○)	36.5 (○)	11.8 (▼)

* ϕ_{ucal1} : PC 鋼材が健全な場合の設計値。
 ϕ_{ucal2} : PC 鋼材破断率を考慮した場合の設計値。
 ϕ_{ucal3} : PC 鋼材破断率と腐食分類に応じた PC 鋼材の材料劣化を考慮した場合の設計値。
 **括弧内は破壊形態を示す (○ : コンクリート上縁の圧縮破壊または PC 鋼材のひずみが JIS 規格値に達する場合, ▼ : PC 鋼材の引張破断)。

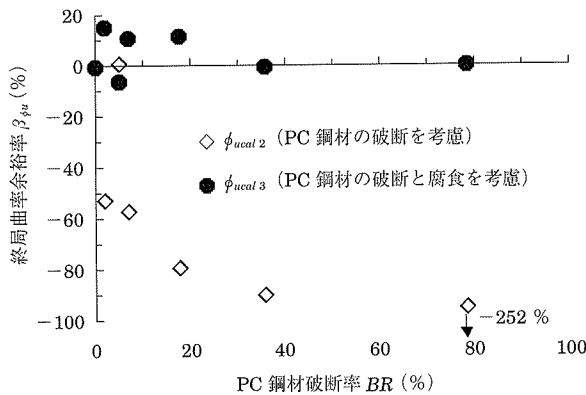


図 - 6 PC 鋼材破断率と終局曲率余裕率の関係

5. 損傷 PC 部材の使用性に関する検討

3 章で検討したように、PC 部材の使用性を損なう要因として PC 鋼材の損傷（腐食、破断など）のほかに、下フランジコンクリートの損傷（ひび割れ、はく離・はく落など）の影響があると考えられる。一方、知見⑧によれば、プレストレスによる圧縮応力が既設コンクリート部に残存しているうちは、断面修復部に生じたひび割れの進展が抑制される可能性がある。したがって、ここでは、既設コンクリ

ート部と断面修復部の双方が使用性に及ぼす影響が異なると考え、両者を分けて検討する。

5.1 既設コンクリート部の使用性に関する検討

図 - 7 には、載荷試験により確認した各試験桁の既設コンクリート部のひび割れ発生荷重の結果を引用し、式 (6) よりひび割れ耐力残存率 (α_{Mc}) を算定した結果を示す。

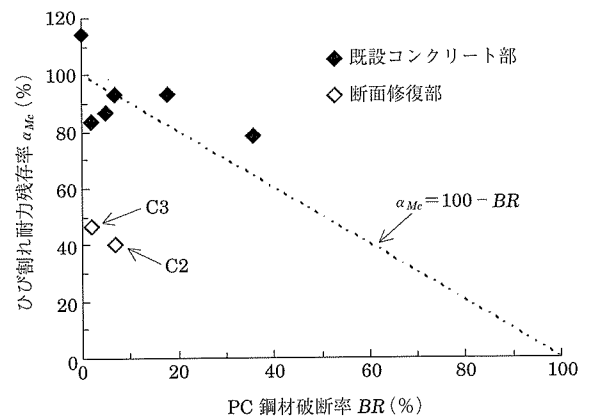
$$\alpha_{Mc} = \frac{M_{cexp}}{M_{ccal1}} \times 100 (\%) \quad (6)$$

ここで、 M_{cexp} : 載荷試験中のひび割れ発生より算定した各試験桁のひび割れ発生モーメント (kN-m)

M_{ccal1} : PC 鋼材の損傷を考慮せずに設計計算した各試験桁のひび割れ発生モーメント (kN-m)

計算方法は 3 章に示される設計用値を用い、土木学会式⁷⁾により算出したコンクリートの曲げひび割れ強度（この際、乾燥、水和熱などによるひび割れ強度の低下を表す係数 k_{fb} は考慮しないものとした）に達した時点をひび割れ発生モーメントとして算出した。また、既設コンクリート部と断面修復部のひび割れ発生が明確に異なっていた試験桁 C 2、C 3 については、双方のひび割れ耐力残存率を図示した。

この図 - 7 より、既設コンクリート部のひび割れ耐力残存率は、PC 鋼材破断率に応じて減少する傾向であるが、4.1 節に示される曲げ破壊耐力の傾向よりもばらつきが大きい。このことから、既設コンクリート部のひび割れ耐力は、PC 鋼材の破断の影響が主体的となっているものの、それ以外の要因の影響も介在していると考えられる。一方、PC 鋼材の断面積が減少しても PC 鋼材の両端部が確実に定着されているかぎりは導入されているプレストレス力に変化しないと考えられることから、PC 鋼材が腐食したのみでは、ひび割れ耐力に多大な影響を及ぼさないものと判断される。したがって、ここでは、PC 鋼材の破断を考慮したうえで、下フランジコンクリートが土木学会式により算出した曲げひび割れ強度に達する場合 (M_{ccal2}) と、コンクリートの材料劣化を考慮するケースとして、道路橋示方書の許容曲げ



* 試験桁 A1 のデータについては、すでにひび割れが発生していたことから、除外した。

図 - 7 損傷 PC 部材のひび割れ耐力残存率

表 - 7 設計ひび割れ耐力の算定結果 (単位: kN・m)

試験桁	実験値 $M_{c,exp}$	設計値 (自重を含まない) *		
		M_{ccal1}	M_{ccal2}	M_{ccal3}
A 2	2 140	2 460	2 320	2 110
B 1	130	165	114	85
B 2	175	188	163	133
C 1	799	699		597
C 2	653 (281)	699	623	540
C 3	585 (326)	699	655	572

* M_{ccal1} : PC 鋼材が健全な場合の設計値。
 M_{ccal2} : PC 鋼材破断率分を考慮し、土木学会式により算出した曲げひび割れ強度に達した時点の設計値。
 M_{ccal3} : PC 鋼材破断率分を考慮し、道路橋示方書の許容曲げ引張応力度に達した時点の設計値。
 ** 括弧内は、補修部のひび割れ発生モーメント

引張応力度までコンクリートの引張強度が低下した場合 (M_{ccal3}) に分け、実験値の検証を行うことにした。

表 - 7 には、各試験桁のひび割れ耐力の実験値と設計値を比較した結果を示す。これらの計算方法は、基本的には、4章にしたがうものとした。ただし、試験桁 C 2, C 3 については、断面はつりによるプレストレスの再配分の影響が大きいことから知見 ⑨ にしたがってこれを考慮するとともに、有効断面を既設コンクリート部のみとして、ひび割れ耐力を算定した。また、表 - 7 の設計計算結果をもとに、式 (7) によりひび割れ耐力余裕率 (β_{Mc}) を算定した結果を図 - 8 に示す。

$$\beta_{Mc} = \frac{M_{c,exp} - M_{ccal2or3}}{M_{ccal1}} \times 100 (\%) \quad (7)$$

この表 - 7 より、各試験桁のひび割れ耐力は、既設コンクリート部については、設計値 M_{ccal2} にほぼ一致する傾向になった。しかしながら、図 - 8 中の損傷桁に着目すれば、PC 鋼材破断率が 5 % 程度までは曲げひび割れ強度で算定したひび割れ耐力を下回っており、PC 鋼材破断率の増加とともにひび割れ耐力余裕率が増加する傾向になった。このように、PC 鋼材が破断するほど安全側の検討になる傾向については、設計計算では PC 鋼材の破断本数に応じてプレストレス力を低減させているが、破断本数が複数の場合に破断位置が多少なりとも異なると、破断した PC 鋼材が付着により再定着されることなどプレストレスが残存している可能性もあり、その結果、ひび割れ耐力が設計計算ほど低下しなかったものと推察される。

一方、設計値 M_{ccal3} とした場合には、ひび割れ耐力余裕率が 30 % に達する試験桁もあり、いずれの試験桁においても実験値の方が設計値を上回るひび割れ耐力を有していた。このことから、今回用いた試験桁においては、道路橋示方書の許容曲げ引張応力度を用いて算出したひび割れ発生荷重をほぼ満たしていたといえる。

以上より、損傷 PC 部材の既設コンクリート部のひび割れ耐力は、PC 鋼材の破断の影響に加え、下フランジコンクリートの損傷の影響が少なからずあると考えられ、健全なコンクリートが有する曲げひび割れ強度までを見込むと危険側の評価になる可能性がある。この理由として、今回用いた試験桁では、鋼材が腐食により膨張していること (試

験桁 C を除く) や補修時にはつり作業が行われていること (試験桁 C 1 を除く) などにより、下フランジコンクリート部に微細なひび割れが発生していたことに起因すると考えられる。また、図 - 8 から判断されるように PC 鋼材が破断するほど安全側の検討になる傾向からすると、PC 鋼材破断率が小さい範囲では下フランジコンクリートの損傷の影響が卓越し、PC 鋼材破断率が大きい範囲では破断本数に応じて低下するプレストレス量の影響が大きいものと考えられる。なお、PC 鋼材 1 束のすべてが破断していない場合にはプレストレスが多少なりとも残存することも想定されるが、このような場合の評価については今後の検討が望まれる。

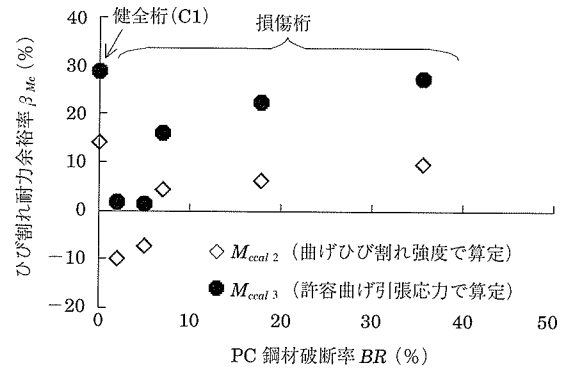


図 - 8 PC 鋼材破断率とひび割れ耐力余裕率の関係

5.2 断面修復部の使用性に関する検討

前掲した図 - 7 より断面修復部のひび割れ耐力残存率は、PC 部材の下フランジの一部を修復した試験桁 A 2, B 1, B 2 については明確でなく既設コンクリート部とほぼ同程度であったものと考えられる。一方、桁高 900 mm に対して下縁側より 140 mm の断面をはつて修復した試験桁 C 2, C 3 については、ひび割れ荷重が既設コンクリート部の 5 割程度にまで低下していた。このことから、補修範囲が部材断面に比較して小さい場合はひび割れ耐力に及ぼす影響を無視することができるが、下フランジコンクリート部の大部分を補修する場合には、その部位に導入されていたプレストレスが失われていることから、補修を行ったのみではひび割れ耐力が大きく低下するものと判断される。

図 - 9 には、各試験桁の支間中央たわみの結果と設計計算値を示す。ここで、設計値は PC 桁が健全な場合 (断面高 900 mm) と補修部を無視した場合 (断面高 760 mm) をそれぞれ全断面有効とし、式 (4) より支間中央たわみを算出した。これより、未補修の試験桁 C 1 では、ひび割れ発生まで断面高 900 mm とした設計値に一致する傾向であり、試験桁 C 2, C 3 についても断面修復部にひび割れが発生するまではこれに近いたわみ量になった。一方、断面修復部にひび割れが発生した後については、試験桁 C 1 の 1.5 倍弱のたわみ量まで増加し、断面高 760 mm とした場合の設計値に漸近する傾向になった。その後、既設コンクリート部にひび割れが発生してからは、試験桁 C 1 を含めてたわみ量が急増した。

以上のことから、下フランジコンクリートが断面欠損し

ている場合は、セメント系やエポキシ樹脂系のいずれのプレキャストコンクリートを用いて断面修復しても、補修を行ったのみでは、当初のひび割れ発生までの部材剛性を回復することが期待できない場合があると考えられる。また、試験桁 C 2, C 3 の既設コンクリート部のひび割れ耐力は、断面修復部に比べ、未補修の試験桁 C 1 に近い耐力を有しているが、5.1 節に示したように既設コンクリート部のみを抵抗断面とした計算値に近いことから断面修復部はひび割れ耐力に大きくは寄与してないようであり、既設コンクリートをはつることによるプレストレスの再配分と下フランジコンクリートの断面欠損による発生応力の増分が今回ののはつり範囲ではほぼつり合っていたものと推察される。

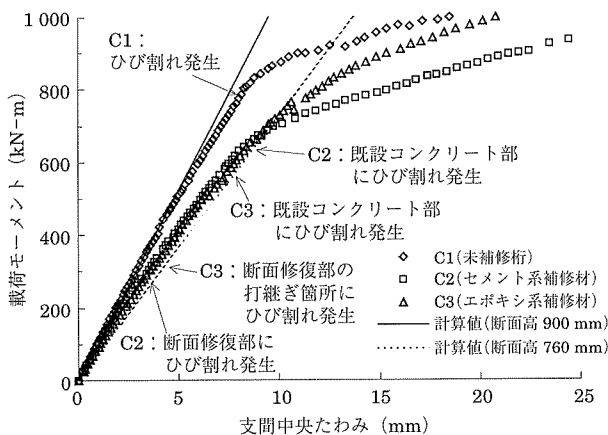


図-9 荷重モーメント-支間中央たわみの関係

6. 結 論

本研究では、塩害劣化した実際の PC 橋から取り出した試験桁やこれを模擬した補修試験桁の荷重試験結果をもとに、損傷した PC 部材の力学特性に関する検討を行った。その結果、本研究の範囲において、次の結論を得た。

- (1) PC 部材の力学特性を損なう要因として、下フランジ部に配置されている PC 鋼材の損傷（腐食、破断など）やこの部位のコンクリートの損傷（ひび割れ、はく離・はく落など）があげられる。この内、PC 鋼材の損傷については、軽微な腐食状況であっても破断している場合があり、ひび割れや錆汁などの変状が外観上から確認されない場合においても、耐荷力が低下していることが懸念される。したがって、経年劣化した PC 橋の耐荷力評価を行うにあたっては、とくに、劣化の原因が塩害である場合、腐食状況を確認することで PC 鋼材の材料劣化の程度を評価するほかに、PC 鋼材が破断している可能性があることを念頭に置いて調査を進める必要がある。また、厳しい塩害環境にさらされる PC 橋の維持管理にあたっては、PC 鋼材の破断が懸念

される前の段階で、適切な対応策が講じられるようにあらかじめ非破壊試験方法を含めた点検計画を策定しておくことも必要になると考えられる。

- (2) PC 部材の構造安全性を損なう要因として、曲げ破壊耐力については PC 鋼材の破断が支配的であり、曲げ変形性能については PC 鋼材の腐食の影響が強い。しかしながら、損傷した PC 部材の構造安全性を評価するにあたっては、PC 鋼材の腐食による材料劣化と破断本数の双方を設計計算に反映する方が、より安全側の照査になるものと考えられる。また、曲げ強度の高い補修材を用いても終局耐力や終局曲率は向上しない場合があったことから、損傷した PC 部材の耐荷力を補う場合には、外ケーブル工法など力学的な補強効果が明確になっている補強方法を適用する必要があると考えられる。
- (3) 損傷 PC 部材の既設コンクリート部のひび割れ耐力は、PC 鋼材の破断の影響に加え、下フランジコンクリートが大きく損傷した場合の影響があり、ひび割れ耐力の評価にあたっては健全なコンクリートが有する曲げひび割れ強度までを見込むと危険側の評価になる可能性がある。したがって、損傷した PC 部材をひび割れが発生しない状態として使用していく場合には、コンクリートの引張強度が部材のひび割れ強度に寄与するかどうか慎重な検討を要する。また、損傷した PC 部材を断面修復し、健全な PC 部材と同程度のひび割れ耐力を確保する場合には、外ケーブル工法などにより断面修復部にプレストレスを確実に補う方法を視野に入れることも必要になると考えられる。

参考文献

- 1) 北野勇一, 渡辺博志, 鈴木雅博, 徳光 卓: PC 橋の改造技術に関する研究 — その 1: 腐食 PC 鋼材の機械的性質に関する考察 —, プレストレストコンクリート, Vol.49, No.5, pp.52-56, 2007.9
- 2) 田中良樹, 河野広隆, 渡辺博志, 鈴木雅博: 塩害を受けたプレテンション PC 桁の耐荷性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.973-978, 1999.7
- 3) 田中良樹, 河野広隆, 渡辺博志, 木村哲士: ポストテンション PC 桁の塩害劣化と耐荷力, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.781-786, 2000.7
- 4) 渡辺博志, 河野広隆, 田中良樹: 補修した PC 部材の耐荷性能に関する検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文集第一巻, pp.81-84, 2001.10
- 5) 道路橋示方書・同解説Ⅲ 編コンクリート橋編, 日本道路協会, 2002.3
- 6) 土木研究所: 塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究 (Ⅱ) — 旧暮坪陸の荷重試験 —, 土木研究所資料, 第 3809 号, pp.17-21, 2001.3
- 7) 土木学会: 2002 年版コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.22-24, 2002.3

[2007 年 10 月 4 日受付]