

アルカリ骨材反応により劣化したPC桁の 炭素繊維シートによる補強効果に関する研究

Rehabilitation with Carbon Fiber Sheets on Prestressed Concrete Beams Damaged by Alkali Aggregate Reaction

北沢宏和*, 宇治公隆**, 丸山武彦***, 國府勝郎****, 上野敦*****

Hirokazu Kitazawa, Kimitaka Uji, Takehiko Maruyama, Katsuro Kokubu and Atsushi Ueno

* 東京都立大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

** 工博, 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

*** 工博, 明星大学教授 理工学部 土木工学科 (〒191-8506 東京都日野市程久保2-1-1)

**** 工博, 東京都立大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

***** 東京都立大学大学院助手 工学研究科 土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

This Paper reports the rehabilitation with carbon fiber sheets applying to prestressed concrete beams, which were members of high way bridge damaged by alkali aggregate reaction. The flexural static and fatigue tests were carried out for the PC beams strengthened with carbon fiber sheets. The results obtained from the experiments are summarized as follows; (1) The carbon fiber sheets strengthening method can prevent the shear failure. (2) It was possible to improve the strength capacity and stiffness by using carbon fiber sheets. (3) The PC beams strengthened by carbon fiber sheets is expected to improve the fatigue strength of the PC beams damaged by alkali aggregate reaction. (4) The strength capacity of the PC beams damaged by alkali aggregate reaction is influenced by the strength of concrete along to direction of prestressing.

Key Words: Alkali Aggregate Reaction, Carbon Fiber Sheets, Prestressed Concrete beams

キーワード: アルカリ骨材反応, 炭素繊維シート, PC桁

1. はじめに

アルカリ骨材反応による劣化を生じたコンクリートは、圧縮強度および弾性係数の著しい低下が懸念される。コンクリートのこれら基礎物性の低下は、構造物の耐力低下を招くとともに、変形を増大させ車両走行の安全性や快適性等、構造物が有すべき機能と利便性を損なわせる。また、ひび割れなどの損傷が著しくなると、コンクリート内部に塩化物等の劣化因子が侵入して、鋼材を腐食させ複合劣化が生じる原因ともなる。

これまでアルカリ骨材反応を生じた構造物の劣化性状に関し数多くの研究がなされており、小林ら¹⁾はアルカリ骨材反応を生じたPCはり部材の耐荷性状について検討している。しかしながら、ほとんどの研究が試験体での検討にとどまっており、本研究のように経年的な劣化を生じた実構造物の実験ではない。

また、アルカリ骨材反応による劣化を生じた構造物の補修・補強方法については、これまでも炭素繊維シート (Carbon Fiber Sheets, 以下CFSと略記) や鋼板等によ

り部材を拘束することが提案されており、柱状部材のように閉合して拘束できる場合には、コンファインド効果による補修・補強効果が見込まれると言える。一方、PCはりやRCはりでは構造物に対して閉合する形で巻き付けることが出来ないことから、その効果が不明である。

そこで本研究では、アルカリ骨材反応による劣化を生じた実橋からPC桁を切り出し、静的および疲労試験を行い現状の耐力調査を行うとともに、耐力および剛性の回復、疲労耐力の改善を目的として、CFSによる補強を行ったPC桁試験体の載荷試験を行った。

CFSは、耐力および剛性を回復させ、構造物の安全率を確保する目的で適用されることが大半であるが、補修効果に着目すれば、含浸接着樹脂の遮水効果、すなわちコンクリート内部への水の浸透を遮断し、アルカリ骨材反応を抑制してコンクリートの劣化の進行を抑制することも期待できる。

なお、本研究で使用した試験体はPC部材であることから、プレストレス方向およびプレストレス直交方向からコアを採取し、強度試験、膨張率試験の結果を踏ま

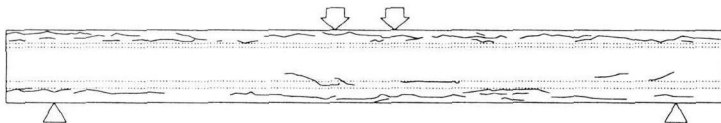


図-1 PC桁のひび割れ状況（無補強試験体）

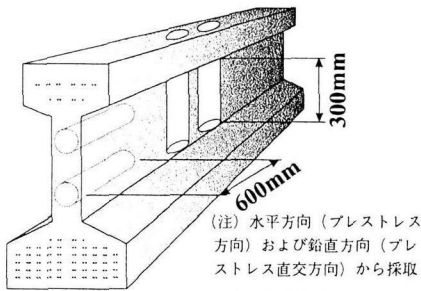


図-2 コア採取位置

え、プレストレスの影響を評価するとともに、劣化したPC構造物の耐力の評価方法についても検討した。

2. 実験概要

2.1 実験に用いたPC部材

本実験に用いた試験体のひび割れ状況を図-1に示す。このPC桁は桁長13.5mのPC床版橋より切り出したものであり、断面の形状は高さ600mmのI型断面で、部材長は6000mmである。また、 $\phi 2.9\text{mm}$ のPC鋼線が上フランジに18本、下フランジに102本使用されていた。本実験で使用したPC桁試験体はJIS桁である。JIS規定値を基に、6000mmの本試験体に対する耐力規格値を算出すると468kN以上、ひび割れに対しては187kN以上である。

使用したPC桁は、コンクリートの基礎物性の把握の為に1体、静的荷重試験用に2体、疲労試験用に2体、合計5体である。桁から採取したコアの骨材断面には、写真-1に示すように反応リムがあり、桁側面にはアルカリ骨材反応による膨張が原因と思われる図-1に示すような水平ひび割れが多数確認された。そのひび割れ幅は、0.15～0.45mmであった。5体ともほぼ同じひび割れ状況を呈していた。

2.2 実験に用いた補強材料

桁の荷重実験用試験体には、2種類のCFSを用いた。CFSの物性値を表-1に示す。曲げ補強には目付量300g/m²のCFSを用い、せん断補強には目付量200g/m²のCFSを用いた。

2.3 採取コアによる劣化性状調査

(1) コア採取方法

本実験では、PC部材を対象としているためコアの採取方向をプレストレス方向およびプレストレス直交方向の2通りとした。試験に用いたコアはPC部材のウェブ部分より図-2に示すように採取した。コアの直径は

表-1 CFSの物性値

目付量	設計厚さ (mm)	物性値		伸び (%)
		引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	
200g/m ²	0.111	4592	2.42×10^5	1.61
300g/m ²	0.167	4648	2.44×10^5	1.72

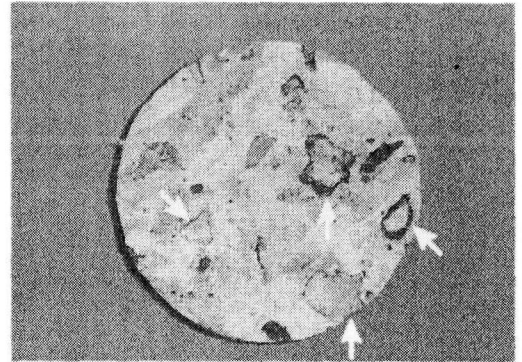


写真-1 反応リム

ウェブ厚（80mm）を考慮して $\phi 68\text{mm}$ とした。

(2) 強度試験

劣化したPC桁試験体の荷重試験に先立ち、コアを採取して、コンクリートの基礎物性を把握した。基礎物性としては、圧縮強度および弾性係数を取り上げた。また、コンクリート強度の劣化が著しいと判断したプレストレス直交方向の圧縮強度（35N/mm²）と同じになるように新たにコンクリートブロックを作製し、 $\phi 68$ のコアを採取して弾性係数を求め、PC部材のコアとの比較を行った。

コンクリートブロックは600×600×300mmで、W/C=55%とし、セメントには普通ポルトランドセメント、細骨材には奥多摩産砕砂と富津産山砂の混合砂（質量比8:2）、粗骨材には奥多摩産砕石を使用した。

(3) 疲労試験

アルカリ骨材反応により劣化したコアおよび普通コンクリートコアを用いて疲労試験を行った。応力レベルを（上限応力／圧縮強度）=65%、50%、40%、25%の4水準とし、下限応力レベルは、いずれの水準とも圧縮強度の10%とした。繰返し回数は400万回を上限とした。なお、アルカリ骨材反応により劣化したコアは、プレストレス直交方向から採取したものをを用いた。荷重は4Hzで行った。

(4) 膨張試験

JCI-DD2「アルカリ骨材反応を生じたコンクリート構造物のコア採取による膨張率の測定方法（案）」を参考に標準養生（20℃、95%R.H.以上）による解放膨張率、および解放膨張収束後の促進養生（40℃、95%R.H.以上）による残存膨張率の測定を行った。供試体は下部に水を張り、架台を有する密閉容器に入れ所定の養生温度を満足する恒温槽で保存した。なお、供試体の表面は湿布で覆うことで常に95%R.H.以上を確保するように配

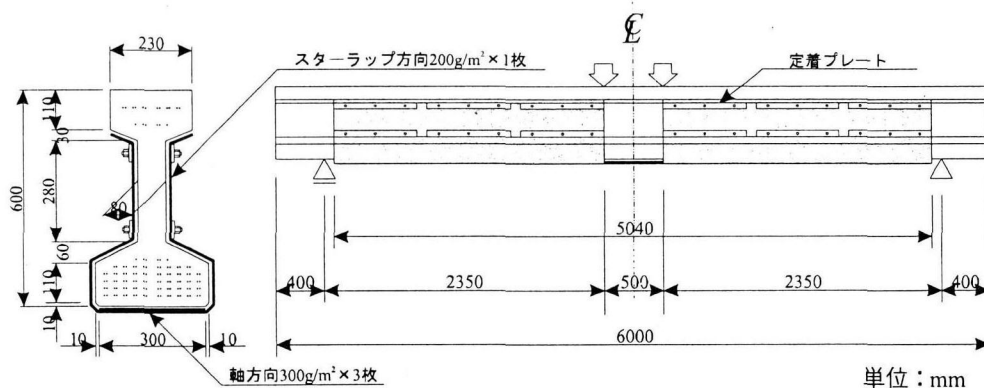


図-3 試験体形状および補強状況

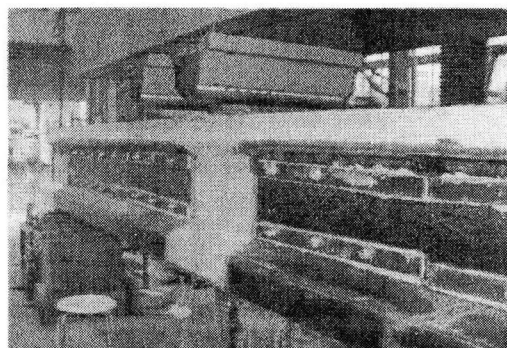


写真-2 荷重状況（CFS補強桁）

表-2 無補強PC桁の繰返し荷重条件

ステージ	荷重方法	荷重		破壊荷重に対する割合 (%)	繰返し回数 (万回)	累積回数 (万回)
		下限値	上限値			
		(kN)	(kN)			
第1	繰返し	90	180	38	50	50
第2	繰返し	90	250	52	50	100
第3	繰返し	140	300	63	100	200
破壊まで	静的	—	480	—	—	—

表-3 CFS補強PC桁の繰返し荷重条件

ステージ	荷重方法	荷重		破壊荷重に対する割合 (%)	繰返し回数 (万回)	累積回数 (万回)
		下限値	上限値			
		(kN)	(kN)			
第1	繰返し	140	300	50	100	100
第2	繰返し	190	350	58	100	200
第3	繰返し	280	440	73	30	230
破壊まで	静的	—	605	—	—	—

慮した。

2.4 PC 桁の曲げ荷重試験

(1) 試験体の補強方法

PC 桁試験体4体のうち2体を無補強，残り2体を目付量 300g/m^2 の高強度型CFSによる曲げ補強とした。そして，無補強，CFS補強ともそれぞれ1体を用いて静的荷重試験を，もう1体を用いて疲労試験を行った。

CFSによる曲げ補強区間は，試験体下面のスパンのうち 5040mm の範囲とし，炭素繊維が桁の軸方向となるように目付量 300g/m^2 のCFSを3枚貼り付けた。一方，せん断破壊防止と，シートの定着を確保するため，せん断スパンのほぼ全長にわたって，図-3に示すごとく，炭素繊維がスターラップ方向となるように目付量 200g/m^2 のCFSを1枚貼り付けた。

(2) 荷重方法

荷重実験用の試験体を図-3に示す。桁実験においては，アルカリ骨材反応による劣化の影響とCFSによる補強効果を，耐力ならびに変形特性から評価するため，静的荷重試験，動的荷重試験すべての試験体において，スパンを 5200mm ，2点集中荷重（純曲げ区間を 500mm ）とした。

静的荷重試験では，破壊までの荷重を数段階に分けて荷重した。一方，疲労試験では，表-2および表-3に示す方法で荷重を行った。疲労試験では第3ステージまで所定の上限および下限の荷重での繰返し荷重を行い，その後，静的に破壊させている。本実験におけるPC桁の荷重試験では，道路橋示方書（平成8年度）に規定され

ている許容応力度になる荷重（本実験の試験体の場合， 180kN ）を目安として曲げ荷重試験を行った。桁の疲労試験における荷重は 1.5Hz で行った。

3. PC 桁部材の劣化性状

3.1 圧縮強度試験結果

表-4にコアの強度試験結果を示す。また，図-4にプレストレス方向およびプレストレス直交方向から採取したコアの応力～ひずみ曲線を示す。値はそれぞれ3本の平均である。

これらの試験結果から，コアの採取方向によって圧縮強度と弾性係数に大きな差があることが分かる。また，プレストレス直交方向のコアの静弾性係数は，同じ強度の比較用供試体に比べて3割以上小さくなっている。また，プレストレス方向から採取したコアにおいても，強度は比較用供試体より大きいものの静弾性係数は小さくなっている。コンクリートの静弾性係数は骨材種類の影響を受けるため単純には判断できないが，本実験のコンクリートについてはアルカリ骨材反応により劣化を生じた結果，圧縮強度および静弾性係数が大幅に低下したものと考えられる。

アルカリ骨材反応による劣化によって，プレストレス

表-4 強度試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
プレストレス方向コア	40.9	25.7
プレストレス直交方向コア	34.8	18.0
普通コンクリートコア (参考)	35.1	28.4

方向とプレストレス直交方向コアとで圧縮強度および静弾性係数に大きな違いが現れている。これは、プレストレスの存在によりプレストレス方向の膨張が抑制され、一方、プレストレス直交方向には膨張を生じ組織が緩んでいることを示していると考えられる。

3.2 劣化コアの疲労性状

コアの圧縮疲労試験における応力レベルと繰返し回数の関係を図-5に示す。また、前述の普通コンクリートブロックから採取したコア供試体についても疲労試験を実施した。

アルカリ骨材反応により劣化したコアの疲労回数は、上限応力レベルを65%とした場合、約1千回～30万回の間で疲労破壊した。上限応力レベルを50%とした場合は、3万回～26万回の間で疲労破壊した。しかし、上限応力レベルを40%、25%とした場合には、アルカリ骨材反応により劣化したコアにおいても繰返し回数400万回で圧縮疲労破壊を生じなかった。

比較のために行った普通コンクリートのコアは上限応力レベル65%でも400万回で疲労破壊を生じなかった。したがって、コンクリート強度が同じであっても、アルカリ骨材反応により劣化したコンクリートは、繰返し荷重による影響を受けやすいことが明らかとなった。

3.3 膨張性状

解放膨張率は、既に発生しているアルカリ骨材反応による劣化の指標を表す。図-6の解放膨張率から、プレストレス直交方向よりもプレストレス方向の解放膨張率が小さいことが分かる。これは、プレストレスの影響により、アルカリ骨材反応による組織構造の緩みが抑制されたことによるものと考えられる。このことは、図-4のプレストレス方向コアの方が、プレストレス直交方向コアより圧縮強度と静弾性係数の両者ともに上回っているという結果とも対応している。

また、残存膨張率について見てみると、プレストレス直交方向コアは、解放膨張収束後の残存膨張の急激な増加傾向が現れていないのに対し、プレストレス方向コアは解放膨張率が収束した後の促進養生下の早い段階で急激な膨張の増加が見られ、プレストレス直交方向コアの膨張率とはほぼ同じになっている。これは、プレストレスの存在がアルカリ骨材反応による膨張を抑制していたため、劣化の指標である解放膨張率が小さく抑えられたものの、促進環境下では元々潜在的にアルカリ骨材反応性

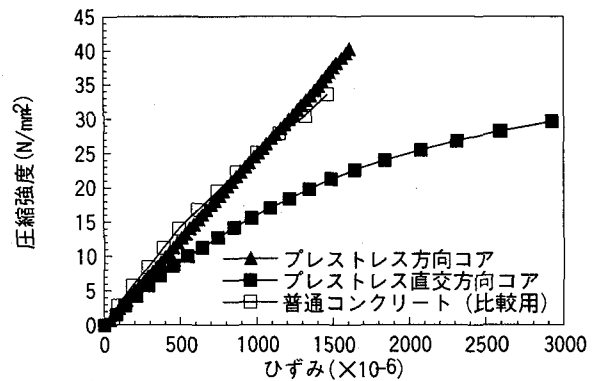


図-4 コア供試体の応力ひずみ曲線

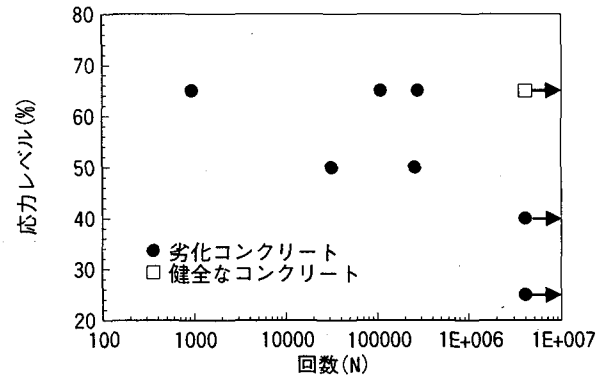


図-5 疲労試験結果

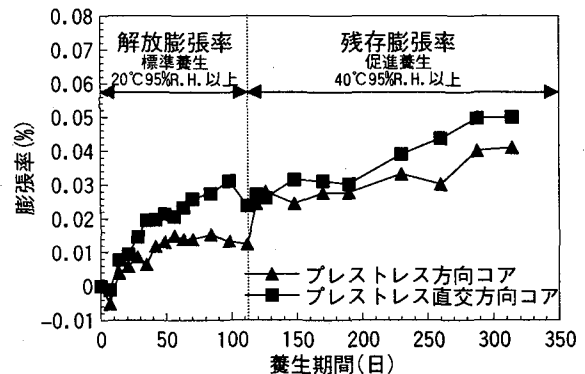


図-6 解放膨張率と残存膨張率

を有していることから、コンクリートの組織の損傷が急激に促進され、全膨張率は同様の値を示したと考えられる。したがって、全膨張率のみでPC構造物の劣化性状を判断することは適当でないと言える。

以上のように、プレストレスの存在の影響は、構造物の劣化指標となる解放膨張率や、今後の劣化の可能性を表す残存膨張率には大きな影響を与えるが、全膨張率としてはプレストレス方向とプレストレス直交方向で違いがないことが分かる。すなわち、プレストレス方向とプレストレス直交方向コンクリートは、将来的には同程度のアルカリ骨材反応による劣化を生じる可能性を有するが、調査時点での劣化性状は圧縮強度、弾性係数、各膨張率の値において大きく異なった値が計測され、必ずしも一致しない。したがって、アルカリ骨材反応により劣化したPC構造物の調査を行う際には、コア採取方向を

表-5 実験結果と耐力計算結果

載荷 方法	炭素繊維シート による 補強の有無	耐力計算に 用いた値		せん断 ひび割れ	曲げ ひび割れ	せん断 破壊荷重		曲げ 破壊荷重		破壊形態
		圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	発生荷重 Pscr(kN)	発生荷重 Pfc(kN)	計算値 Pcal(kN)	実測値 Pexp(kN)	計算値 Pcal(kN)	実測値 Pexp(kN)	
静的	無補強	40.4	26.3	355	240	402	425	—	—	せん断
静的	炭素繊維補強	40.2	29.7	—	340	—	—	445	465	曲げ圧縮
繰返し	無補強	48.8	30.7	320	260	421	480	—	—	せん断
繰返し	炭素繊維補強	53.5	37.9	—	340	—	—	519	605	曲げ圧縮

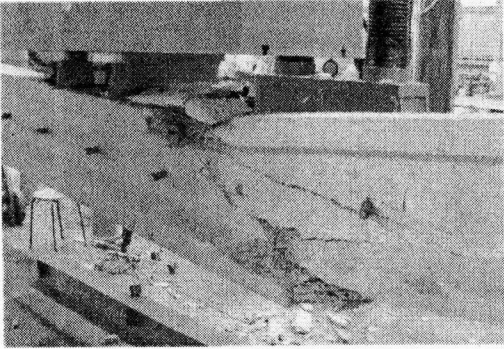


写真-3 破壊状況（無補強PC桁）

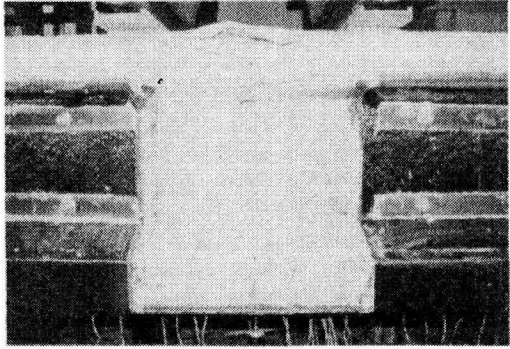


写真-4 破壊状況（CFS補強PC桁）

十分検討しておくことが必要であると考えられる。

4. PC桁による実験

4.1 静的載荷試験

(1) 破壊状況

実験結果を表-5に示す。また、表には載荷試験終了後に試験体の支点より外側においてプレストレス方向に採取したコアの物性値を用いて算出した計算値を示す。

耐力の算定において、曲げ破壊荷重は土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕が定める限界状態設計計算式を適用した。また、せん断破壊荷重の算定にあたっては、コンクリートが受け持つせん断力として池田ら²⁾が提案するI型断面RCはりのせん断耐力算定式にプレストレスの影響を考慮する β_n を乗じて算定することとした。

したがって、せん断耐力算定式は次のようになる。

$$V = S_c + V_s \quad (1)$$

$$S_c = 0.5\sqrt{\beta \cdot \sigma_{ck}}(A_c + 40A_s) \cdot \beta_n \quad (2)$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot f_{wy} \cdot jd \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \quad (3)$$

V : せん断耐力

S_c : コンクリートが受け持つせん断力

V_s : スターラップが受け持つせん断力

A_c : コンクリートの全断面積

A_s : 引張鉄筋の断面積

σ_{ck} : 標準供試体によるコンクリートの圧縮強度 (kgf/cm², ここではコアによる測定値を用いた)

β : 単位系を合わせるための係数で、 $\beta = 1 \text{ kgf/cm}^2$

β_n : 軸力を受ける場合に考慮する係数、 $1 + M_o/M_u$

A_w : せん断補強鉄筋の総断面積 (= 56.55mm²)

f_{wy} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度 (= 245N/mm²)

s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (= 450mm)

実験値/計算値 (P_{exp}/P_{cal}) = 1.04 ~ 1.17である。

PC桁の耐力は破壊形式が曲げ破壊型、せん断破壊型であっても、上述の耐力評価法により精度良く求めることができる。なお、せん断ひび割れ発生から最大耐力までの増加量が V_s の計算値より大きいのは、せん断補強鉄筋の降伏強度として、品質保証値である245N/mm²を用いていること、本実験に用いたPC試験体のせん断ひび割れの発生角度が約35度であり、実際にはトラス理論の仮定と異なることが原因と考えられる。また、JISより求めた換算の耐力規格値と比較するとアルカリ骨材反応により劣化したPC桁でもCFSにより補強することで、耐力規格値まで回復させることができる。

本計算値は、プレストレス方向コアの物性値を用いて計算している。前述のように、アルカリ骨材反応で劣化したPC桁のコンクリート強度は、プレストレス方向とプレストレス直交方向で大きく異なる。したがって、曲げ破壊耐力評価を行う場合には、プレストレス方向の圧縮強度および弾性係数を用いることが高い精度を確保する意味からは重要である。すなわち、実際の実構造物調査では、プレストレス直交方向にコアを採取してコンクリートの弾性係数を求めることになるため、得られた値からプレストレス方向の物性値に換算することが耐力評価の観点から重要となる。なお、せん断耐力には、骨材のかみ合わせも影響することから、せん断性能を評価する場合には、プレストレスの方向によるコンクリートの物性値の相違の他に骨材のかみ合わせなどを考慮する必

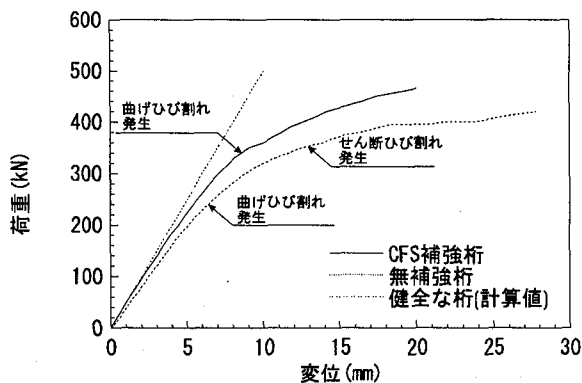


図-7 荷重と変位の関係

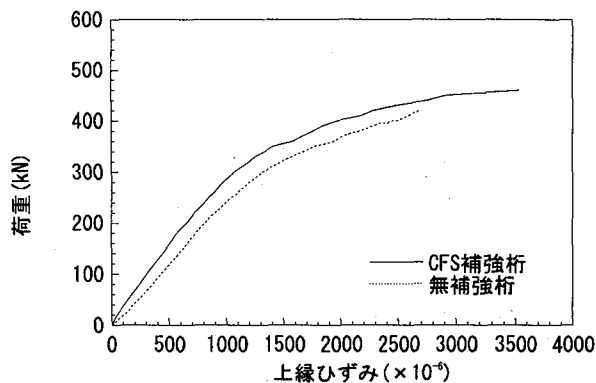


図-8 荷重と上縁ひずみの関係

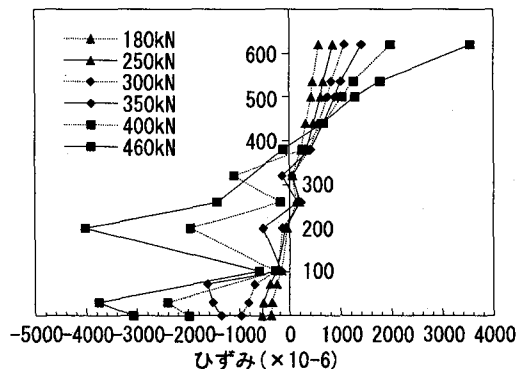


図-9 ひずみ分布 (CFS 補強桁)

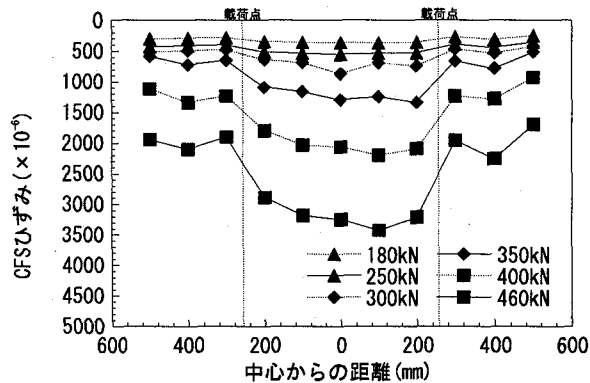


図-10 CFS ひずみ分布

要がある。

無補強PC桁は、曲げひび割れが240kNで発生し、せん断ひび割れが355kNで発生した。その後、せん断ひび割れが進展し425kNでせん断破壊を生じた。無補強PC桁は、使用レベル ($P = 180\text{kN}$) まではほぼ弾性的な挙動を示しており (図-7参照)、アルカリ骨材反応の膨張によりひび割れが発生していても、弾性体として挙動することが分かる。しかしながら、せん断ひび割れ発生後は急激に変位が増大し、その後せん断破壊に至った (写真-3)。

CFS補強桁の曲げひび割れ発生荷重は340kNであり、CFSにより曲げひび割れ発生が抑制された。また、465kNで曲げ圧縮破壊を呈した。無補強桁の破壊形態が、せん断破壊であったのに対し、CFS補強桁の破壊形態は曲げ圧縮破壊であり、スターラップ方向に配置したCFSにより、せん断破壊を防止できた (写真-4)。

実構造物から切り出した実規模レベルの試験体を用いた本実験より、CFSのせん断補強効果を検証することができた。

(2) 荷重と変位の関係

無補強PC桁とCFS補強PC桁の荷重と変位の関係を図-7に示す。図には、健全なコンクリート桁の計算値 ($f_{ck} = 50\text{N/mm}^2$, $E_c = 33\text{kN/mm}^2$ と想定) を合わせて示した。アルカリ骨材反応による劣化を生じたPC桁にCFSを用いて曲げ補強を行えば、使用レベル ($P = 180\text{kN}$) においては、変形性能を当初の健全な状態にま

で回復出来ると言える。

(3) 荷重と上縁ひずみの関係

荷重とコンクリート上縁ひずみの関係を図-8に示す。CFSで補強したPC桁のひずみは2割ほど減少しているのが分かる。また、無補強桁の圧縮縁のひずみが2700 μ の時にせん断破壊を生じてしまっているが、CFS補強桁の場合は、曲げ圧縮破壊を生じた時点で一般にコンクリートの終局ひずみとして考えられている3500 μ まで達していた。すなわち、アルカリ骨材反応を生じたコンクリートは圧縮強度、弾性係数が低下するものの、終局ひずみは一般のコンクリートと同様に考えることができる。

(4) PC桁側面のひずみ分布

CFS補強したPC桁の側面のひずみ分布を図-9に示す。最下端はCFSに貼り付けたゲージの測定値である。荷重が大きくなるにしたがい、引張側のひずみのバラツキが見られるようになる。これは、ひび割れの発生および進展によるものと考えられる。ほぼ終局状態である460kNにおいては、圧縮部のコンクリートのひずみ分布を延長した場合、CFSのひずみは5000 μ 程度となり、実測値と差が生じてはいるが、400kNまでは平面保持の法則がほぼ成り立っていることが分かる。

(5) CFS ひずみ分布

下面に貼り付けたCFSのひずみ分布を図-10に示す。ひずみは、試験体中央から500mmずつ、1000mmの区間に100mmピッチで貼り付けたひずみゲージの計測値で

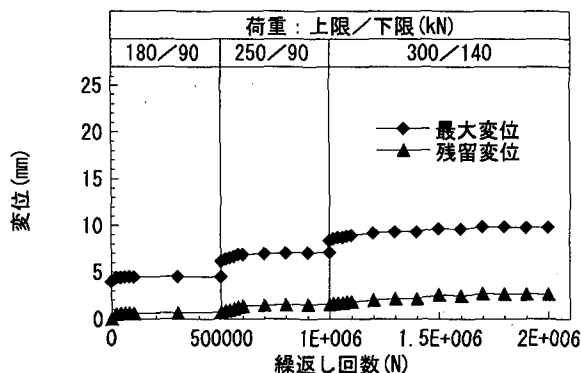


図-11 変位と繰返し回数の関係（無補強桁）

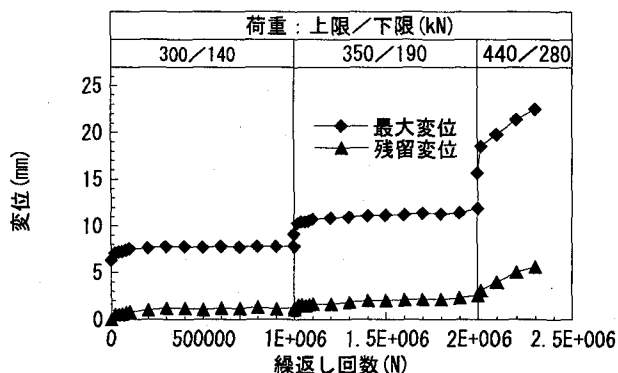


図-12 変位と繰返し回数の関係（CFS 補強桁）

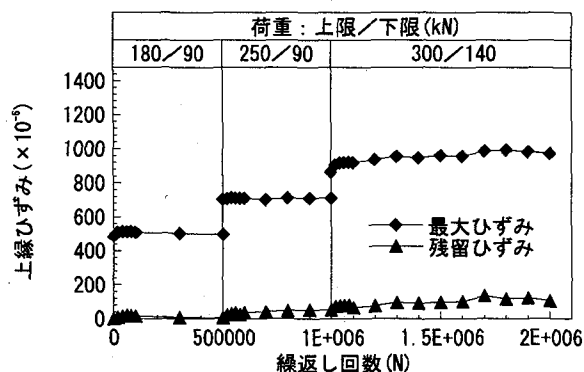


図-13 上縁ひずみと繰返し回数の関係（無補強桁）

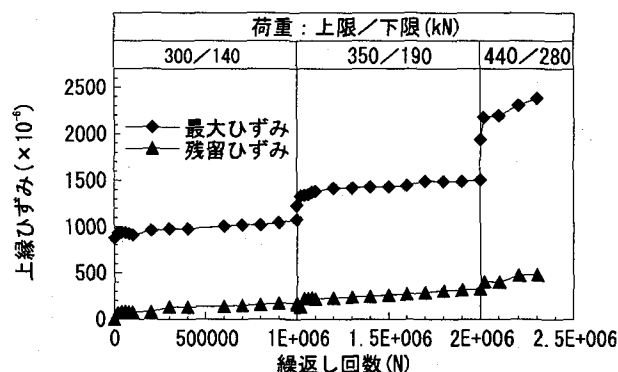


図-14 上縁ひずみと繰返し回数の関係（CFS 補強桁）

ある。図中の破線は載荷点位置に対応し、その破線で囲まれた範囲は、せん断補強を行っていない純曲げ区間を示す。460kNの荷重において、CFSには3500 μ 程度のひずみが発生している。高強度型CFSの破断時の伸びが17000 μ 程度（表-1中の伸び1.72%より）とすれば、CFSの破断に対しては十分な安全率を有している。また、本実験の範囲ではCFSの顕著な剥離は確認されなかった。

なお、CFSによる補強においては、コンクリートにCFSを接着することが前提となっているが、曲げひび割れ位置のCFSの局所的なひずみおよびコンクリートとの剥離については、今後検討することが必要である。

4.2 疲労試験

(1) 変位と繰返し回数の関係

a) 無補強PC桁

疲労試験を行った無補強PC桁の変位と繰返し回数の関係を図-11に示す。第1ステージでは、道路橋示方書に規定されているコンクリートの上縁応力 ($f_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ に対して 16.67N/mm^2) となる荷重 ($P = 180\text{kN}$) を載荷したが、変位にほとんど変化は見られなかった。この傾向は、ひび割れ発生荷重を上限值 ($P = 250\text{kN}$) として繰返し載荷を行った第2ステージにおいても同様の傾向を示している。高応力レベルの第3ステージにおいては、わずかな変位の増加が見られるが、第3ステージ（道路橋示方書に規定されている応力レベルの1.7倍）が終了するまでほとんど変化を生じることなく累計200万

回の繰返し載荷に耐えた。したがって、平成8年度道路橋示方書に規定されている応力が作用する程度の場合には、現在のアルカリ骨材反応による劣化状態のPC桁の疲労特性にはほとんど悪影響を与えないことが分かった。

b) CFS 補強PC桁

CFS補強を行ったPC桁の変位と繰返し回数の関係を図-12に示す。CFS補強したPC桁の第1ステージの上限荷重 ($P = 300\text{kN}$) は無補強PC桁の第3ステージと同一にした。両者を比較すると、無補強PC桁の最大変位と残留変位の差は約8mm、CFS補強PC桁が約7mmであり、CFSを貼り付けることで、若干、変位の振幅が小さくなった。また、第1ステージでは、変位の増加は見られない。第2ステージでは、載荷を始めた直後に、変位の大きな増加が見られたが、その後は回数の増加にともなわずかな増加にとどまっている。一方、第3ステージでは、変位の増加が顕著となっている。

(2) コンクリート上縁ひずみと繰返し回数の関係

a) 無補強PC桁

図-13に、無補強PC桁のコンクリート上縁ひずみと繰返し回数の関係を示す。第1ステージおよび第2ステージにおいては、上縁ひずみの増加はほとんど見られない。また、第3ステージにおいては、わずかにひずみの増加が見られる。しかしながら、コンクリート上縁ひずみの増加傾向から判断してアルカリ骨材反応による劣化を生じたPC部材でも、繰返し荷重による疲労の影響

はほとんどないと言える。

b) CFS 補強 PC 桁

CFS 補強した PC 桁のコンクリート上縁ひずみと繰返し回数の関係を図-14 に示す。コンクリートの上縁ひずみは、第1ステージ、第2ステージとも、わずかにひずみの増加が見られる。ただし、第2ステージの荷重である 350kN の荷重レベルまでは、疲労による影響は比較的小さいと言える。一方、第3ステージでは上縁ひずみは繰返し回数の増加に伴い大きく増加し、このまま載荷を続けければ、コンクリートの圧縮疲労破壊に至る可能性を示唆していた。

第3ステージにおける荷重 (440kN) は、コンクリート上縁ひずみが 2000μ ³⁾ となる様に設定している。なお、第3ステージの上限荷重は破壊荷重の 73% に相当する。この荷重においては、上縁ひずみが増加する傾向にあり、疲労破壊する上縁ひずみを 3500μ と仮定し累計 230 万回以降のひずみが直線的に増加すると仮定すれば、第3ステージの 180 万回程度 (累計 380 万回) で破壊するものと予想される。小寺ら³⁾は、高強度コンクリートによる PC 桁を用い、コンクリートの上縁ひずみが 2000μ となる荷重で繰返し載荷を行い、60 万回～105 万回で疲労破壊を生じることを示しているが、本実験結果もほぼ同様の挙動を示すものと考えられる。すなわち、アルカリ骨材反応による劣化を生じた PC 桁においても、疲労寿命の低下は小さいと推察される。これは、前述したごとく、プレストレス方向とプレストレス直交方向で圧縮強度および弾性係数に差があり、繰返し疲労により応力が増減するプレストレス方向の物性の低下が小さいことが関係しているものと考えられる。

(3) CFS ひずみ分布

CFS に発生したひずみは、コンクリート上縁ひずみと繰返し回数の関係と同様の傾向を示しており、繰返し荷重載荷当初は増加するが、それ以降は CFS のひずみはほとんど増加しない。すなわち、第1ステージ 2 万回までは若干の増加 (約 200μ 増) を示すが、その後は 100 万回まで 950μ 程度のまま変化はなかった。続く第2ステージでは、スパン中央付近のひび割れ位置に対応した CFS のひずみは、載荷直後は 1000μ 程度であり、その後 10 万回時の 1800μ 程度まで漸増傾向にあった。しかし、100 万回時では 1800μ 程度であり変化はほとんどなかった。したがって、疲労によるコンクリートと CFS 界面の層間ずれは繰返し載荷直後は発生するが、その後はほとんど進展しないと思われる。

5. まとめ

本実験の範囲で以下の知見が得られた。

- (1) コアの圧縮強度、静弾性係数に差が生じており、2 方向 (プレストレス方向、プレストレス直交方向) で劣化性状に差が認められた。これに対応し、プレストレス方向とプレストレス直交方向で解放膨張率に

差が生じていた。これは、プレストレスの存在により組織の緩みに差が生じた為であると考えられる。したがって、PC 構造物の劣化度を評価する場合は、コア採取方向を考慮する必要がある。

- (2) プレストレス直交方向より採取したコア供試体で一軸疲労試験を行った結果、同じ強度である普通コンクリートに比べて早い段階で破壊が生じた。したがって、アルカリ骨材反応を生じたコンクリートは材料レベルでは疲労による影響を受けやすいことが分かった。
- (3) アルカリ骨材反応で劣化した PC 桁の耐力は、プレストレス方向の物性値を用いることで、既往の耐力評価式により精度良く評価することができる。
- (4) アルカリ骨材反応による劣化を生じた PC 桁を CFS で曲げ補強することにより、曲げ剛性の改善が図られ、構造耐力、変形性能を向上させることができる。
- (5) スターラップ方向に CFS を貼り付けることにより、せん断破壊を抑制できることを実橋 PC 桁により検証した。また、スターラップ方向に貼り付けた CFS は、曲げ補強用の CFS の定着性能を終局まで確保していた。
- (6) アルカリ骨材反応による劣化を生じた PC 桁に、CFS を用いて曲げ補強を行うことで、変形性能の向上、コンクリート上縁ひずみの低減が図られ、その結果として疲労寿命の延伸が期待できる。

謝辞

実験の実施にあたり、パシフィックコンサルタンツ株式会社、佐藤辰巳氏および山口恒太氏、炭素繊維補修・補強工法技術研究会補修補強部会 (部会長早田喜穂氏) のご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 小林和夫, 井上晋, 山崎鷹生, 中野錦一: アルカリ骨材反応を受けた PC はり部材の耐荷性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 9-1, pp.615-620, 1987
- 2) 池田尚治, プイ・バン・ドアン, 宇治公隆: 鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗機構について, 昭和 54 年度コンクリート工学年次講演会講演論文集, No.84, 1979.5
- 3) 小寺 満, 土田伸治, 丸山武彦: シリカフェームを用いた超高強度コンクリート PC はりの圧縮疲労性状, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集 第 5 部, pp.776-777, 1995.9

(2001 年 9 月 14 日受付)