

論文

[2149] FRPとポリマーモルタルで補修したRC梁の曲げ性状に関する研究

正会員 ○佐藤 貢一 (奈良建設 土木技術研究所)  
 正会員 小玉 克巳 (武蔵工業大学 土木工学科)

1. はじめに

本研究は劣化した鉄筋コンクリート曲げ部材を想定し、部材の引張側に補強筋としてFRP (Fiber Reinforced Plastic) を配置しポリマーモルタルで一体化した補修部材の曲げ性状を把握することを目的に行った。著者らは、これまでの研究で劣化した鉄筋コンクリート梁 (以下RC梁) を本補修法で補修することにより、ひびわれ幅、梁中央のたわみ量、主鉄筋の応力が低減され、またこれらの曲げ性状が計算によって十分把握できることを実証し、有効性を示してきた。さらにFRPを補強筋として使用した場合、FRPの引張剛性 (繊維断面積×弾性係数) がRC梁の補修効果に大きく影響することがわかった[1,2,3]。そこで引張剛性を鉄筋D10と同程度にした各種のFRPで、劣化させたRC梁を補修し静的曲げ性状および曲げ疲労性状を検討した。

2. 補修材料の性状

2.1 FRPの力学的性状

各種FRP及び鉄筋の力学的性状を表-1に示す。繊維はガラス繊維、高弾性炭素繊維、アラミド繊維 (以下GFRP, CFRP, AFRPと記す。) を使用し、繊維の断面積は、引張剛性 (繊維断面積×弾性係数) が鉄筋D10と同程度となる値とした。FRPは、上記連続繊維をビニルエステル樹脂をマトリックスとして格子状に成形したものを使用した (図-3,4供試体形状図)。

表-1 鉄筋・FRPの力学的性状

引張材の種類	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	断面積 (cm <sup>2</sup> )		最大応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張剛性 (kgf)
		総断面積	繊維断面積		
鉄筋D10	1.85x10 <sup>6</sup>	0.7133		3600	1.50x10 <sup>6</sup>
CFRP	3.30x10 <sup>6</sup>	1.0714	0.4286	27000	1.41x10 <sup>6</sup>
GFRP	0.65x10 <sup>6</sup>	5.0676	2.027	14300	1.32x10 <sup>6</sup>
AFRP	0.86x10 <sup>6</sup>	5.2817	2.1126	31200	1.82x10 <sup>6</sup>

但し鉄筋は降伏点応力

表-2 PPモルタルの性状

圧縮強度	曲げ強度	引張強度	付着強度	弾性係数	凍結融解
240 (kgf/cm <sup>2</sup> )	73.0 (kgf/cm <sup>2</sup> )	26.3 (kgf/cm <sup>2</sup> )	75.0 (kgf/cm <sup>2</sup> )	1.19 x 10 <sup>5</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	300 cycle 異常なし
促進耐候性試験		塩水噴霧	中性化	耐アルカリ性	
3000時間	異常なし	3000時間 異常なし	コンクリートの 1/5	異常なし	

2.2 ポリマーモルタルの性状

本実験において使用したポリマーモルタルは、白セメントと珪砂からなるコンパウンドとポリアクリル酸エステル系エマルジョンを5:1で混合した (以下PPモルタルと記す)。PPモルタルの性状は、塩害、コンクリートの中性化、凍結融解作用に強く耐候性に優れており、曲げ、引張、付着強度が特に高い。そのためコンクリートとの十分な接着効果が期待でき、補強材との付着も高いと考えられる。さらに種々の劣化作用に強いことからコンクリート構造物の耐

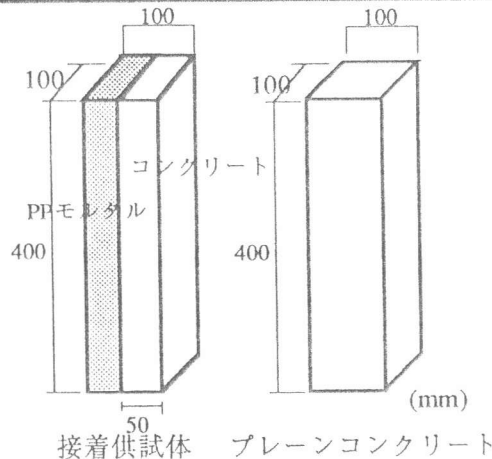


図-1 凍結融解試験供試体図

久性向上も期待できる(表-2)。そこでコンクリートにポリマーモルタルを接着させた供試体の凍結融解試験を行い検討した。供試体の形状および接着状況は、図-1に示す通りで、コンクリートは材令28日における圧縮強度 $240\text{kgf/cm}^2$ のものでRC梁と同じである。コンクリート供試体を製作し7日後にあらかじめコンクリート面をディスクサンダーで表面処理した後ポリマーモルタルを塗布した。塗布後7日後に凍結融解試験を開始した。試験方法はASTM C 666 A法に準拠して行った。図-2に相対動弾性係数と凍結融解サイクルとの関係を示す。プレーンコンクリート供試体に比べポリマー接着供試体の相対動弾性係数の低下が少なく、凍結融解作用に対する抵抗性が示された。また接着面の剥離その他の変化は観察されなかった。以上よりPPモルタルとコンクリートとの接着面の凍結融解作用に対する耐久性が十分あることが確認された。

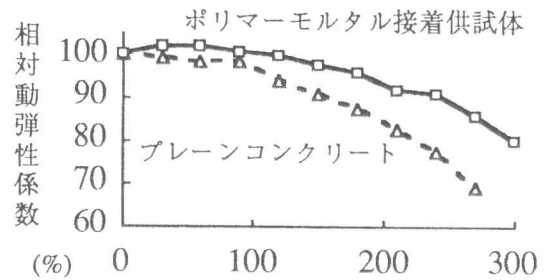


図-2 ポリマーモルタル接着供試体の凍結融解抵抗性

### 3 実験概要

RC構造物の損傷を想定し、RC梁にあらかじめ主鉄筋D10の降伏強度の75% (応力  $2700\text{kgf/cm}^2$ )、 $0.3\text{mm}$  程度のひびわれが発生する荷重を載荷した。その後RC梁の主鉄筋の応力の低減、ひびわれ幅、梁中央のたわみ量を低減することを目的にRC梁を、格子状FRPとPPモルタルを用い補修し静的曲げ載荷試験および繰り返し曲げ載荷試験を行いそれぞれの曲げ性状について検討した。

#### 3.1 格子状FRPの付着試験

格子状FRPの付着性状を把握する目的で片引試験を行った(図-3)。片引試験では、各点におけるFRPのひずみ、供試体底面のFRPのずれ量および、引き抜き荷重を計測した。また、FRPの形状が格子状であるため図-3に示すように、クロスタップと横方向のFRPを取り除いたストレートタイプに分けて実験を行った。

#### 3.2 RC梁の製作

供試体の寸法は図-4に示したとおりで断面の高さは $15\text{cm}$ 、幅は $20\text{cm}$ 、長さは $120\text{cm}$ である。軸方向補強材として鉄筋D10 (SD30)を引張側に2本配置し、さらに鉄筋D10をスターラップとして $7\text{cm}$  間隔に配置した。コンクリートは普通ポルトランドセメントを使用し、28日間室内湿布養生した。

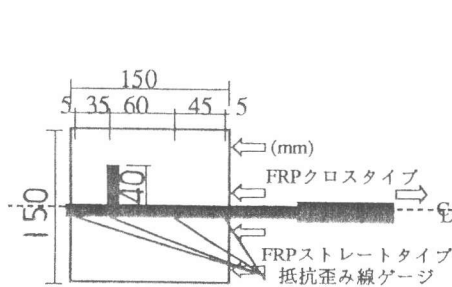


図-3 片引き試験供試体図

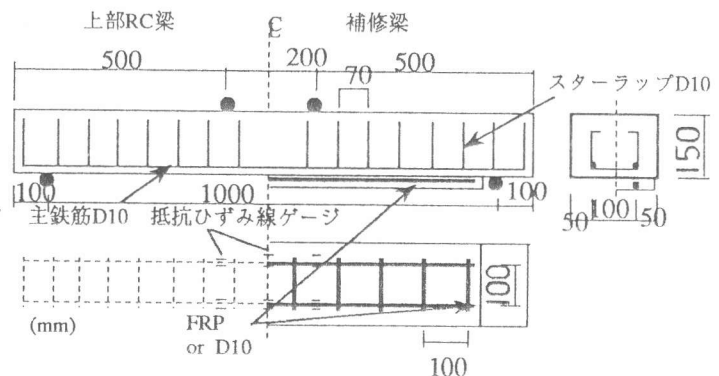


図-4 補修供試体形状図

### 3.3 補修供試体の製作

製作したRC梁にあらかじめ損傷を与え、このRC梁の下面に格子状に加工したAFRP,CFRP,GFRP,比較のために鉄筋D10をそれぞれ2本配置し、アンカー4本で固定した後、PPモルタルで一体化した。補修後7日間室内養生後に以下の実験を行った。

### 3.4 補修部の曲げ試験

本実験ではFRPの引張剛性を同程度にしたため各FRPの断面積にかなりの相違が生じた。そのため補修部分だけを製作しその静的曲げ試験を行った。計測は載荷荷重,さらに補修部,FRPのひずみ,およびたわみ量を測定した。

### 3.5 静的曲げ試験

荷重は、載荷点幅20cm, 支点間隔 100cmで載荷した。計測は、ロードセルにより載荷荷重, 抵抗線ひずみゲージより主鉄筋および補強筋のひずみ, クリップゲージによりひびわれ幅, 変位計で梁中央点のたわみ量を計測した(図-4)。

### 3.6 繰り返し曲げ載荷試験

荷重, 計測位置は, 静的曲げ試験と同様に行い, 各繰り返し回数で静的に上限荷重まで荷重を載荷し,各荷重時におけるひずみおよびたわみ量の測定を行った。載荷荷重は, 上限荷重2.5t(無補修梁の主鉄筋降伏応力の75%, 2700kgf/cm<sup>2</sup>)から3.7t(無補修梁の破壊強度の95%), 下限荷重を0.2tの繰り返し載荷とし載荷速度を5Hzとした。

## 4 実験結果の考察

### 4.1 FRPの付着性状

#### (1) FRPの付着応力とずれの関係

図-5にCFRPとGFRPのクロス,ストレートタイプの片引き試験による付着応力とずれの関係を示す。格子状FRPの付着は付着応力初期段階(10kgf/cm<sup>2</sup>程度)まではクロス,ストレートともに同様な性状を示しFRPとコンクリートの付着が有効であると考えられる。その後CFRPのクロスタイプのずれ量がすくないことからFRPとコンクリートの付着が低下し,クロス部分でコンクリートとの付着を受け持つものと考えられる。

### 4.2 補修部の静的曲げ試験結果

補修部供試体の載荷荷重とたわみの関係を図-6に示す。各FRPの引張剛性を同程度にしたことから,補修部の引張荷重に対する伸び能力は同程度と考えられるが,たわみ(変形能力)に差が生じた。これは補修部の断面の厚さが原因と考えられ,曲げ剛性が異なった為である。

### 4.3 補修梁の静的曲げ試験結果

#### (1) 破壊荷重と破壊形態

無補修供試体が,4t弱の荷重で破壊したのに対し補修供試体は,5.6t以上の破壊耐力を示し十分

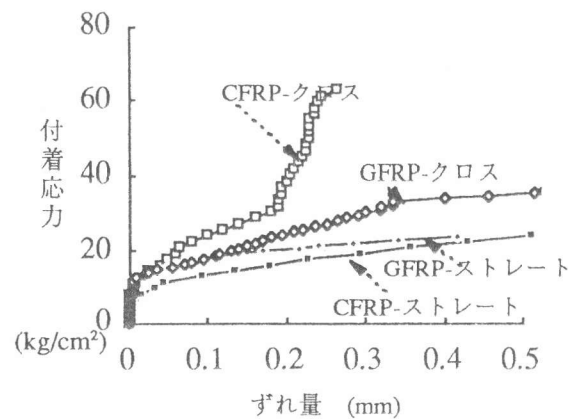


図-5 付着応力とずれ量の関係

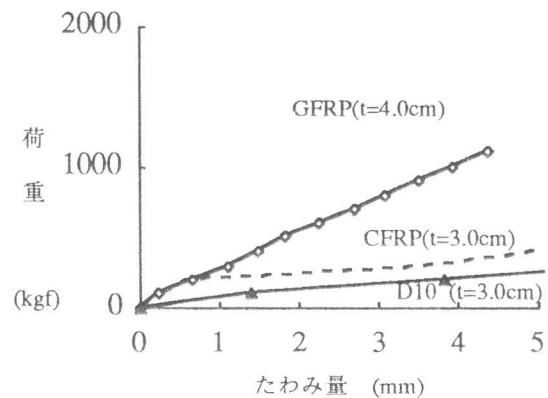


図-6 補修部の荷重とたわみ量の関係

表-3 静的曲げ試験結果

梁種類	ひびわれ発生モーメント(kgf cm)			破壊荷重 (kgf)			破壊形態
	実測値	計算値	入力値	実測値	計算値	比率 (%)	
無補修梁 NO.1	20000 (0.80)	24970		3999	3816**	0.95	曲げ破壊
無補修梁 NO.2	16000 (0.64)	24970		3972	3816**	0.96	曲げ破壊
D10補修梁 NO.1	32000 (0.79)	40659	30000 (0.73)	7998	8220**	1.03	曲げ破壊
D10補修梁 NO.2	32000 (0.75)	42772	30000 (0.70)	8974	8193**	0.91	曲げ破壊
CFRP補修梁 NO.1	26000 (0.61)	42079	20000 (0.48)	7194	6810*	0.95	曲げ剥離破壊
CFRP補修梁 NO.2	28000 (0.67)	42079	20000 (0.48)	6966	6810*	1.02	曲げ剥離破壊
GFRP補修梁 NO.1	34000 (0.82)	41214	22000 (0.53)	5792	6407*	1.11	曲げ剥離破壊
GFRP補修梁 NO.2	34000 (0.66)	51387	22000 (0.43)	5600	7141*	1.28	曲げ剥離破壊
AFRP補修梁 NO.1	38000 (0.83)	45913	28000 (0.61)	6407	7153*	1.12	曲げ剥離破壊
AFRP補修梁 NO.2	40000 (0.83)	48154	28000 (0.58)	6497	7631*	1.17	曲げ剥離破壊

※ ( )は計算値との比率

\*\* 曲げ破壊計算値  
\* 圧縮破壊計算値

な補修効果が認められる(表-3)。FRP補修梁の破壊形態は曲げ先行型の剥離破壊を示した。剥離した場合の破壊荷重は圧縮破壊計算値と近似している。補修梁ではD10補修梁および、CFRP補修梁が高い破壊荷重値を示している。これは補修部の変形能力(図-6)に起因するものと考えられる。すなわち荷重が載荷され補修梁がたわむさに曲げ剛性の高いGFRP補修梁およびAFRP補修梁の接着面に応力が集中し、剥離が生じたものと考えられる。FRP補修梁のコンクリート面およびFRPに貼付けたひずみの変化から測定されたひびわれ発生モーメントは、無補修梁に比べ1.5倍以上の値を示した。またこの実測値は計算値の0.61~0.83の値であった。

(2) 主鉄筋D10に作用する応力

載荷荷重2000kgfにおける無補修梁の主鉄筋D10に作用する応力は、2200kgf/cm<sup>2</sup>であったが各種FRPで補修後は800kgf/cm<sup>2</sup>以下に低減された(図-8)。設計以上の荷重が作用する構造物あるいは劣化により断面欠損したRC構造物の主鉄筋の応力緩和が可能であると考えられる。また各補強筋の引張剛性を同程度にしたことから主鉄筋D10の応力は同程度に低減されほぼ一致した。

また、図中にCFRP補修における計算値を付記した。図中においてひびわれ発生前の全断面有効とした場合の計算値(C-A)と実測値が一致していることから、補修前に与えた損傷が補修することにより改善されることがわかる。また引張側コンクリートを無視して算定したひびわれ発生後の主鉄筋応力計算値(C-B)も実測値と一致することから、応力低減率を算定でき経済的な補修が可能である。

(3) 各種補修梁のたわみ性状

載荷した荷重と梁中央部のたわみ量を図-9に示す。荷重2000kgfにおける無補修梁のたわみ量が1.3mmであったのに対し各種補修供試体は0.4mm以下に低減され、たわみに対する改善効果が認められた。また図-10a~dにBransonの式[4]より求めた断面二次モーメントを用いて算定したたわみ

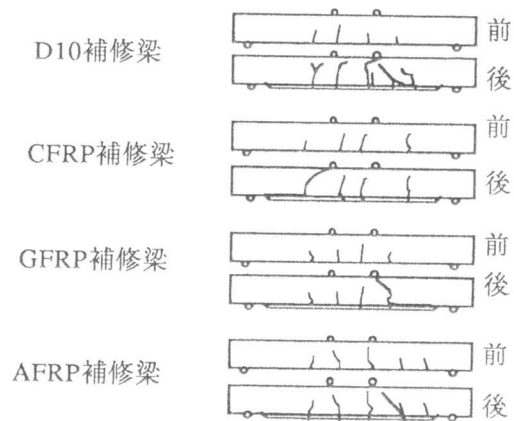


図-7 ひびわれ発生図

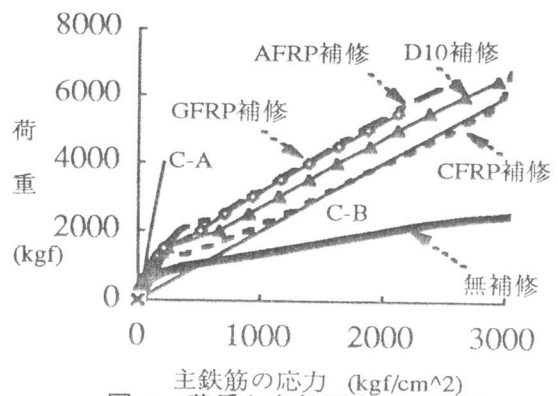


図-8 荷重と主鉄筋応力の関係

量の理論値と実測値との比較を示す。

Ieを算定するにあたり表-2に示すひびわれ発生モーメント入力値を代入した。各種補修梁ともひびわれ発生前後とも一致し、計算による算定が可能であることが示された。ひびわれ発生モーメント計算値に対して、0.5を乗じて入力すると実測値と一致するといえる。

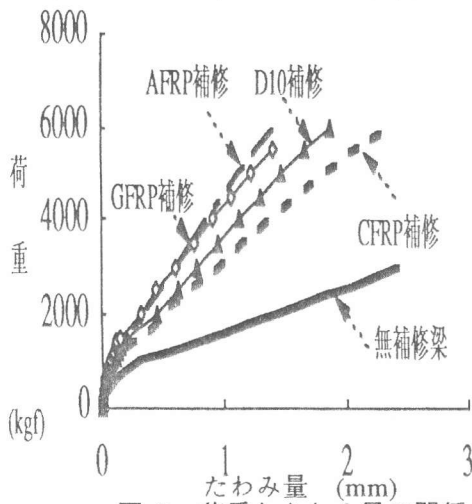


図-9 荷重とたわみ量の関係

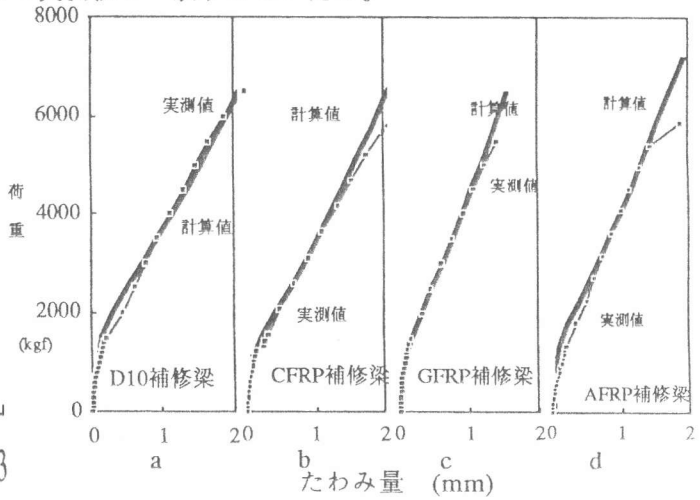


図-10 たわみ量に関する計算値と実測値の比較

#### 4.4 曲げ疲労性状

##### (1) 破壊回数と破壊形態

無補修梁の主鉄筋の降伏応力の75%である上限荷重2.5tでは、無補修梁が21.3万回であったのに対して、すべての補修梁で200万回以上を示した。また上限荷重が3.7tでは無補修梁の破壊強度の95%であるにもかかわらず、FRP補修梁は13.8万回以上の繰り返し破壊回数であった。このときの破壊形態は上部RC梁が先行的に曲げ破壊し補修部の剥離にいたった(表-4)。

また図-11に上限荷重と繰り返し回数との関係を示す。図中における実線は無補修梁の上限荷重と繰り返し回数との関係を示し、点線は本実験において使用した引張剛性が同等である補修梁の上限荷重と繰り返し回数との関係である。補修後の点線は無補修の実線の右側に位置し補修効果が認められる。

表-4 曲げ疲労試験結果

梁種類	上限荷重 (kgf)	破壊回数	破壊形態
無補修梁 NO.1	2100	29.2 万回	曲げ破壊
無補修梁 NO.2	2500	21.3 万回	曲げ破壊
D10補修梁 NO.2	2500	200 万回	
D10補修梁 NO.1	3700	5.1 万回	曲げ剥離破壊
CFRP補修梁 NO.1	2500	200 万回	
CFRP補修梁 NO.2	3700	60.0 万回	曲げ剥離破壊
GFRP補修梁 NO.1	2500	200 万回	
GFRP補修梁 NO.2	3700	33.2 万回	曲げ剥離破壊
AFRP補修梁 NO.1	2500	200 万回	
AFRP補修梁 NO.2	3700	13.8 万回	曲げ剥離破壊

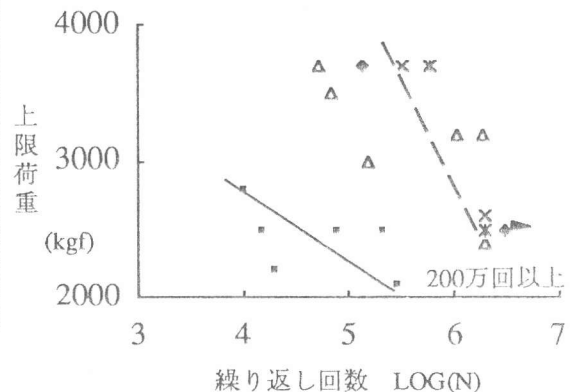
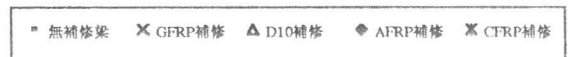


図-11 上限荷重と繰り返し回数との関係

## (2) 主鉄筋D10に作用する応力

上限荷重2500kgf時における主鉄筋の応力と繰り返し回数との関係を図-12に示す。上限荷重2500kgfにおいて無補修梁主鉄筋に作用する応力は3000kgf/cm<sup>2</sup>程度であるが、補修後は各梁とも繰り返し回数200万回時で1500kgf/cm<sup>2</sup>以下に低減されている。この低減率は補修部断面厚の厚いGFRP,AFRP補修梁の方が顕著である。しかし静的曲げ耐力および破壊形態から断面厚の薄いD10,CFRP補修の方が接着面への応力集中が少なく補修に対しては効果的であると考えられる。

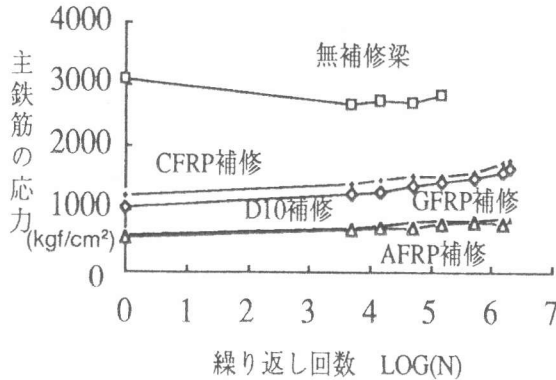


図-12 主鉄筋の応力と繰り返し回数との関係

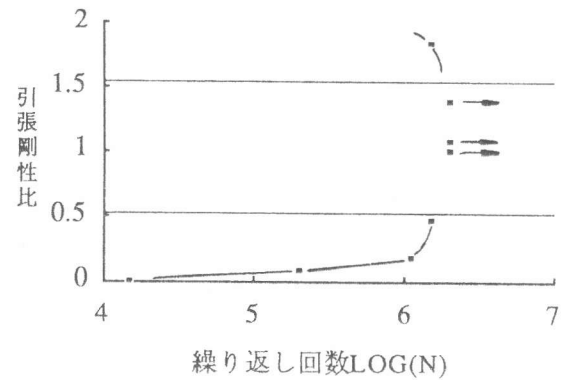


図-13 引張剛性比と繰り返し回数との関係

## (3) 引張剛性比と繰り返し回数との関係

上限荷重2.5tにおける主鉄筋の引張剛性に対する比と繰り返し回数を図-13に表す。これまで補修に関しては補修部の剛性を上げればその耐久性も向上するものと考えられてきた。しかし図中に示されるように引張剛性比で0.5~1.5の範囲で200万回をこえ半永久的に疲労寿命が延びることが認められた。引張剛性比が1.5以上の場合は補修部と既存構造物との剛性の違いから接着面に応力が集中し剥離破壊にいたり,0.5以下の場合には補修効果が小さいためと考えられる。

## 5 まとめ

- (1) FRPを補修筋として曲げ部材を補修した場合、補修筋の素材が異なっても引張剛性を同程度にすれば補修梁のたわみ性状および主鉄筋に作用する応力は同様の性状を示す。このことから引張剛性を設計法に加味する必要がある。
- (2) 補修部の引張剛性を同等にした場合、補修部断面厚さの薄くなる補修筋を使用した方が補修梁の静的曲げ耐力は強くなる。
- (3) 繰り返し応力作用下において、上限荷重2.5t(無補修梁の主鉄筋降伏応力の75%)までは、曲げ部材の主鉄筋と補修筋の引張剛性比と繰り返し回数との間に明瞭な相関関係が認められた。

## 参考文献

- [1] 佐藤貢一・大木浩靖・小玉克巳:特殊ポリマーモルタルを使用したRC梁の補強工法,土木学会第44回年次学術講演概要集,1989.10
- [2] 佐藤貢一・小玉克巳 他:FRPとポリマーモルタルを用いたRC梁の補修に関する研究,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.12,No.1,PP.1269-1274,1990.6
- [3] 佐藤貢一・小玉克巳 他:FRPとポリマーモルタルで補修したRC梁の疲労性状,土木学会第45回年次学術講演概要集V-299,PP.624,1990.10
- [4] コンクリート標準示方書,土木学会,PP.82