

紫外線硬化型樹脂による補強対策を用いた鋼管の疲労実験と解析

○YKKAP 正会員 松井謙典* 中央大学 正会員 平野廣和
中央大学 正会員 佐藤尚次

1.はじめに

橋梁付属物の代表である照明柱や標識柱は、従来の設計基準によると静的な荷重のみを取り入れて構造決定されていた。一方、阪神淡路大震災から橋梁の耐震性能向上に伴いゴム支承が導入され、さらに構造面からは製作コスト低減のために幅広二主桁橋などが広く採用されたことから、橋梁本体が従来と比べて揺れ易くなっている。そのため、橋梁付属構造物がその揺れを受けて振動し、大きな繰り返し荷重のために基部にき裂等が生じる現象が発生している。そこで、F型標識柱（基部鋼管φ267.4）の応力集中部である基部に紫外線硬化型樹脂（以後、FRPとする）による長柱補強工法を用いた実物大疲労実験を実施した¹⁾。そして、これらの結果を基に、鋼構造の疲労設計指針で示されている疲労等級の分類を行い、FRPによる補強効果を確認することができた。しかし、実験からは溶接部が複雑な形状であるなどの理由から力学的挙動の解明には至らなかった。しかし、FRPの弾性係数が供試体である鉄の弾性率のおよそ1/30程度であることからき裂の発生自体を抑制する効果はないものと考えられる。そこで、FRPによる補強効果としてき裂発生後の応力分布に着目し、貫通き裂を有する平板のモデリングを行い、無補強時との比較により補強効果を確認した。その結果、FRPがき裂発生後の破断までのき裂進展速度を抑える効果があることが判ったのでこれを報告する。

2.実験概要

疲労実験は、標識柱の振動測定から得られた固有周波数と振幅データ¹⁾を元に表-1に示す実物大のF型標識柱の長柱基部より1.5mの高さまでを用いて亀裂・破壊等の発生までの繰り返し回数を求める。250kN 動的アクチュエータを用いて2.0Hzの一定振動を与え、荷重は表-2に示す3種類を想定した。無補強と基部をFRPにより補強したものとの計6種類の条件を対象に、実験のばらつきを考慮して各々3本ずつの供試体を用いて実験を行った。また、本実験では変位制御により繰り返し荷重を一定に保ち疲労実験を行った。

3.実験結果

本実験結果よりF型標識柱の疲労強度を鋼構造の疲労設計指針により設定するために縦軸を繰り返し応力範囲に直す必要がある。そこで、リブとリブの間に位置する3軸ひずみゲージの値より応力を求め、その値を公称応力として用い疲労設計曲線にプロットしたものを図-1に示す。この図から繰り返し荷重±33kN、±42kNでは無補強時では疲労等級E等級付近であるのに対し、FRP補強時ではD等級にまで上昇していることがわかる。また、1枚のリブのき裂発生回数に着目し、同様にプロットした結果、F等級程度の疲労強度を持っていることがわかった。

4.疲労き裂先端近傍応力の解析

実験によりリブ上端部に引張り荷重が作用し、貫通き裂が生じることがわかった。そこで、この疲労実験結果を基に、3DFEM汎用構造解析ソフト（COSMOS）を用い、FRPによって補強された供試体の疲労き裂先端近傍の応力を解析し延命効果の要因を検証する。

表-1 供試体の諸元と材料特性

標識柱諸元	基部供試体高さ(mm)	1500
	鋼管の材質	SS400
	鋼管の外径(mm)	267.4
	鋼管の板厚(mm)	9.3
	基部リブの材質	SS400
	基部リブ高さ(mm)	200
	基部リブ幅(mm)	100
	基部リブ板厚(mm)	9
Steel材料特性	リブ溶接部形状	隅肉溶接
	単位質量(kg/mm ³)	8.02×10^{-10}
	弾性率(GPa)	210
	ポアソン比	0.3
FRP材料特性	シート厚さ(mm)	1.5
	単位重量(kg/mm ²)	2.04×10^{-10}
	ヤング率(GPa)	7.3
	ポアソン比	0.1
	引長強度(MPa)	200

表-2 加振条件と供試体数

荷重レベル	想定ひずみレベル	無補強供試体	FRP補強供試体
±33 kN	±600 μ	3本	3本
±42 kN	±800 μ	3本	3本
±52 kN	±1000 μ	3本	3本

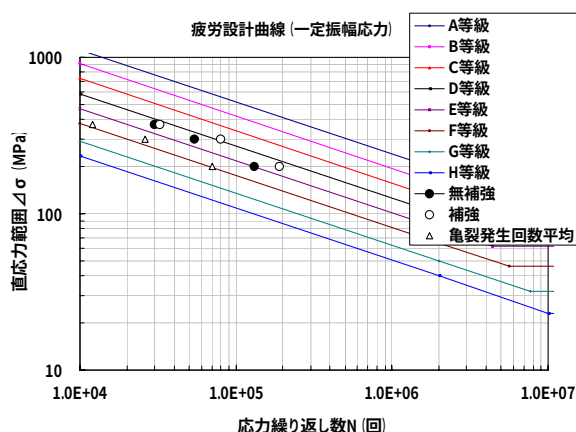


図-1 疲労設計曲線

Key Words：UVC-FRP 補強，疲労寿命，き裂進展速度

*）研究当時 中央大学大学院 〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27 tel.03-3817-1816 fax.03-3817-1803

4.1 解析モデル

解析モデルとしては表-3 に示す解析条件の基、図-2 に示すような応力拡大係数の厳密解が得られている無限板中の貫通き裂を有する平板供試体をモデル化し、3D シェル要素を用いて要素分割した。また、FRP の貼り付け箇所としては供試体のき裂を覆うため全面に貼り付けを行い、Z軸の引張り方向に 100MPa の応力を発生させるため 5000kgf の等分布荷重を載荷する。

4.2 解析結果

(1) 応力分布

図-3、図-4 に無補強時、FRP 補強時の応力分布図をそれぞれ示す。また、図-5 に補強効果とき裂からの距離の関係を示す。これらの図より無補強時、FRP 補強時ともにき裂先端に応力が集中し、き裂先端部から X 軸方向に 0.1mm 地点の応力はき裂から十分遠方での一様応力値と比較すると 6.6 倍近い値が発生していることがわかる。また、無補強時の発生応力は図-5 に示す様に厳密解と良い一致を示しており、解析の精度が高いことが確認できる。図-5 より FRP を用いてき裂を補強することによりき裂先端部から X 軸方向に 0.1mm 地点の応力は無補強時が 660MPa で FRP 補強時が 490MPa となり、約 26%の応力の低減効果が得られた。しかし、き裂先端から離れるに従い応力低減効果が減少し、き裂から十分遠方での一様応力の値は、無補強時、補強時ともにほぼ同様の値が得られている。これは FRP の弾性係数が供試体である鉄の弾性率のおよそ 1/30 程度であることから、供試体自体にかかる応力を低減させるには至っていないことがわかる。しかし、FRP によりき裂を覆い、補強することによりき裂の開口部の応力を分担することで、き裂先端近傍の応力値を 3/4 程度まで低減させられることがわかる。

(2) 応力拡大係数 K，き裂進展速度の評価

解析結果よりき裂先端近傍の応力拡大係数 K をもとめ、き裂先端部から X 軸方向に 0.1mm 地点の無補強時、FRP 補強時、厳密解での応力拡大係数 K を表-4 に示す。これらの結果より、無補強時と FRP 補強時を比較するとき裂先端での破壊強度は FRP 補強時が無補強時の約 1.34 倍になることがわかる。また、無補強時と厳密解の応力拡大係数 K を比較すると良い一致を示している。次に、これらの応力拡大係数 K から Paris 則を用い、疲労き裂の進展速度の検証を行った結果を同様に表-4 に示す。この結果 FRP 補強時の亀裂進展速度は無補強時の 1/2 以下となっている。

5. まとめ

本実験結果より F 型標識柱のリブ上端部を FRP で補強することにより繰り返し荷重±33kN，±42kN では疲労等級 E 等級から D 等級程度まで上昇させられることがわかった。また、その原因として、き裂を FRP で補強することによりき裂の進展速度を無補強時の 1/2 以下に減衰する効果があることを解析により判明することができた。これにより、鉄の弾性率の 1/30 程度である FRP がき裂発生後のき裂進展抑制には十分効果を発揮することがわかった。

【参考文献】 1) 連重俊，松井謙典他：紫外線硬化型樹脂による補強対策を施した長柱の疲労実験，土木学会論文VI，2005.3

2) 佐藤武司，平野廣和他：標識柱等の橋梁付属物の振動特性，第 29 回関東支部技術研究発表会，2002.3

表-3 供試体の構造解析条件

項目		単位	
供試体諸元	板幅(X)	mm	100
	板奥行き(Z)	mm	200
	板厚(Y)	mm	5
	き裂長さ	mm	20
	き裂幅	mm	1
FRP貼り付け箇所	幅	mm	100
	奥行き	mm	200
	シート厚さ	mm	1

項目		分割数	間隔(mm)
供試体メッシュ	板幅方向	400	0.25
	板奥行き方向	36	5
	板厚方向	5	1
	板幅方向	400	0.25
き裂近傍のメッシュ	板奥行き方向	20	0.5
	板厚方向	5	1

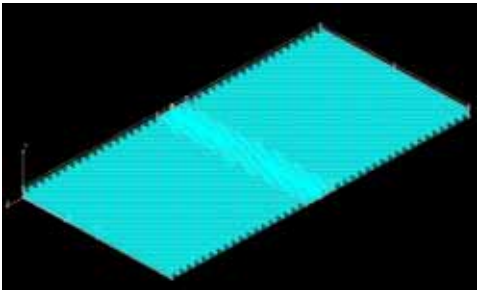


図-2 全体図

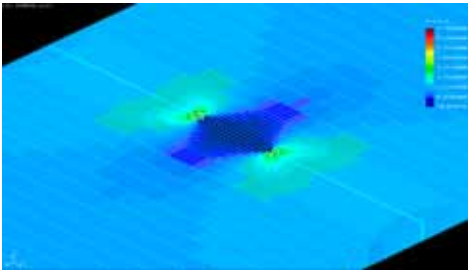


図-3 応力分布図（無補強）

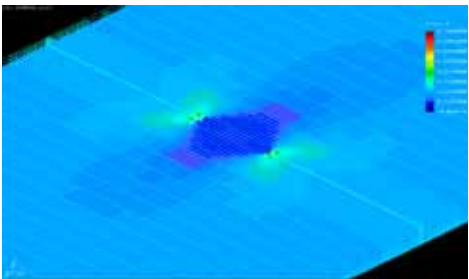


図-4 応力分布図（補強）

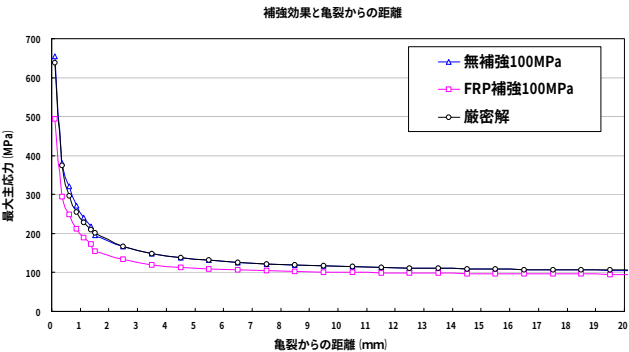


図-5 補強効果とき裂からの距離

表-4 応力拡大係数 K と疲労き裂進展速度

	無補強	FRP補強	厳密解
応力拡大係数K	18.3	13.8	18.0
疲労き裂進展速度 (da/dN)	4.4*10 ⁻⁸	2.0*10 ⁻⁸	4.2*10 ⁻⁸