リングスチフナで補強される送電用鋼管トラス鉄塔節点の設計方法に関する研究

その4 リングスチフナで補強される鋼管節点の疲労強度

STUDY ON DESIGN METHOD FOR A JOINT OF RING-STIFFENER
ON THE TUBULAR STEEL TRUSSED TOWERS

Part 4 Fatigue strength of tubular steel joints reinforced ring-stiffener

中込 忠男^{*1}, 本郷 榮次郎^{*2}, 深沢 隆^{*3}, 岡田 創^{*4}, 新井 聡^{*5}

Tadao NAKAGOMI, Eijiro HONGO, Takashi FUKASAWA,

Hajime OKADA and Satoru ARAI

In designing of tubular steel trussed towers, fatigue performance against wind loads needs to be evaluated. Here, a fatigue design method is proposed together with its design conditions. To this end, fatigue tests were carried out and the resultant stresses and strains around fatigue cracks were evaluated. As results: (i) no influence on the number of load repetitions for cracks and failures is recognized after removing residual stresses during galvanizing or annealing, (ii) fatigue performance within the hot spot strain is found to be equivalent to that by load amplitude for yield strength and thus, its application to tubular members stiffened by ring-stiffeners is practically possible.

Keywords: tubular steel trussed tower, ring-stiffener, fatigue strength, design method

鋼管トラス鉄塔, リングスチフナプレート, 疲労強度, 設計方法

1. はじめに

筆者らは、文献1)において、図1に示すような送電用鋼管トラス鉄塔のリングスチフナ補強される鋼管接合部を、図2(b)に示すような1枚のリングスチフナで補強される鋼管の単純モデル（以降、単一リングモデルと呼ぶ）として扱い、実験およびFEM非線形解析により、単一リングスチフナに引張力Pが作用する場合の鋼管局部変形降伏耐力式の提案を行っている。また、文献2)において、図2(a)に示すようなリングスチフナとガセットプレートにより補強した鋼管（以降、一体型モデルと呼ぶ）に曲げモーメントM、水平力Pが作用する場合の鋼管の局部変形耐力を、実験およびFEM非線形解析により、定量的に把握することにより、単一リングモデルとして取り扱うことの有効性を確認している。さらに、文献3)において、単一リングモデルに圧縮力が加わる場合および2方向からの荷重の組合せの場合の鋼管局部変形耐力を、FEM非線形解析により把握した上で、リングスチフナにより補強される鋼管接合部を骨組に組込んだ場合において、実験およびFEM非線形解析を行い、単一リングモデル、一体型モデルの検討結果を実機条件へ適用した場合の有効性を確認している。

上記報告では、主にリングスチフナで補強される鋼管の局部変形

耐力評価について言及しているが、送電用鋼管トラス鉄塔の設計においては、支配的荷重である風に対する疲労性能検討が必要である。しかしながら、筆者らの知る限りでは、リングスチフナで補強される鋼管節点の風荷重に対する疲労性能検討は行われていない。

なお、筆者らは、文献4)において、塔状鋼管トラス骨組接合部のガセットプレート継手を対象に、図3に示すようにガセットプレートのみの場合、簡便な補強方法である半円およびサドル型スチフナで補強される場合の鋼管節点の疲労について、図4に示すように、

図1 リングスチフナ補強接合部 (a)一体型モデル (b)単一リングモデル
図2 接合部モデル

^{*1} 信州大学工学部社会開発工学科 教授・工博

^{*2} 東京電力(株) 博士(工学)

^{*3} ㈱巴コーポレーション 工博

^{*4} ㈱泉創建エンジニアリング

^{*5} ㈱巴コーポレーション

Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, Faculty of Engineering, Shinshu Univ., Dr. Eng.
Tokyo Electric Power Company, Dr. Eng.
Tomoe Corporation, Dr. Eng.
Izumi Sohken Engineering
Tomoe Corporation

継手の局所変形最大耐力(P_{max})に対する荷重範囲(ΔP)と疲労寿命(N_f)の関係($\Delta P/P_{max}-N_f$)に基づく性能評価を行っている。この方法は、対象としている軽微な補強方法による節点の疲労性能評価方法としては有効かつ簡便といえる。しかしながら、リングスチフナで補強されるような重要度の高い部位の疲労性能評価としては、ホットスポットのひずみ(応力度)に対する評価方法を適用することにより、信頼度を高める必要があると判断される。

以上より、本報では送電用鋼管トラス鉄塔のリングスチフナで補強される鋼管節点を対象とした疲労試験を行い、試験結果をもとに疲労性能を疲労亀裂発生箇所近傍の応力度、ひずみにより評価し、疲労設計条件の設定、疲労設計方法を提案することを目的とする。

2. リングスチフナ補強鋼管疲労試験

2.1 試験体および試験条件の設定

試験体は、文献1)～3)において試験および解析の対象とした鋼管 $\phi 190.7 \times 5.3$ 、鋼管径厚比 D/T (D : 鋼管径, T : 鋼管板厚) = 36、

リングスチフナ寸法 $R \times t$ (R : 出幅, t : 板厚)は 30×4.5 とする。図5に試験体形状を示す。溶接は実機と同様な方法で行っており、溶接止端部曲率半径 ρ 、フランク角 θ は図6に示す平均的なビード形状例のように実機接合部とほぼ同程度であることを確認している。試験体には溶融亜鉛めっき処理を施す。

試験条件は以下の通りとする。荷重形態については、文献1)～3)

図3 接合部補強方法

図4 荷重範囲-疲労寿命関係(既往)⁴⁾

表1 試験体および試験結果一覧

試験体	荷重種別	荷重形態	接合部形状と作用力方向	鋼管サイズ (mm)	スチフナ寸法 R×t (mm)	処理方法	振幅 応力比	荷重範囲 ΔP (tf)	長期許容 耐力 Pa (tf) =Py/1.5	ΔP/Pa	ひずみ範囲 (ホットスポット) Δε (μ)	亀裂発生 寿命範囲 Nc	疲労寿命 Nf	破壊状況				
											片振り換算							
FA-1a	疲労	片側 荷重		φ190.7×5.3 (STKT590)	30×4.5 (SH590P)	めっき	片振り 定振幅 R=0	8.09	8.09	1.00	3591	—	2500 - 3000	5812	リングスチフナ・ガセットプレート溶接部破断			
FA-1b											熱処理	3200	—	2500 - 3000		5703		
FA-1c											なし	3850	—	2500 - 3000		5755		
FA-2												6.10	0.75	2927		—	14000 - 15000	38386
FA-3												4.02	0.50	1615		—	100000 - 110000	160900
FB-1												17.40	2.15	8382		4370	50 - 75	470
FB-2		両側 荷重					両振り 定振幅 R=-1	14.60	1.80	6182	3684	400 - 500	1378					
FB-3								11.60	1.43	5168	3298	2000 - 2500	7250					
FC-1								14.00	2.62	8040	4275	50 - 75	238					
FC-2								12.00	2.25	7420	4087	250 - 300	962					
FC-3								10.00	1.87	6252	3707	2000 - 2500	8018					
TA	静的 引張	片側	上記参照							降伏耐力 Py (tf)	14.0							
TC		両側							10.0

図5 試験体形状

図6 ビード形状例

表2 材料引張試験結果

鋼種	サイズ	処理方法	降伏点 (tf/cm ²)	引張強さ (tf/cm ²)	降伏比	伸び (%)
STKT590	$\phi 190.7 \times 5.3$	めっき	6.79	6.82	1.00	22
		熱処理	6.75	6.83	0.99	25
		なし	6.44	6.61	0.97	26
SH590P	PL-4.5	めっき	6.80	6.92	0.98	27
		熱処理	6.77	6.88	0.98	25
		なし	6.25	6.87	0.91	25

STKT590 : JIS G 3474 鉄塔用高強度鋼管
SH590P : JIS G 3129 鉄塔用高強度鋼鋼材
引張試験片 $\phi 190.7 \times 5.3$: JIS Z 2201 12C号試験片, PL-4.5 : 同5号試験片

図7 荷重装置

の検討結果より、両側および片側荷重ともに降伏耐力時のリングスチフナ部のひずみが同程度であり、疲労性能への優位性が認められないと考えられるが、本報ではこの確認も含めて、両側および片側荷重の2種類とする。また、鋼管の軸力比は、鋼管軸力の有無が降伏耐力時のリングスチフナ部ひずみに及ぼす影響が小さいことから、鋼管軸力比 $N/N_y=0$ の1種類、材質は送電用鋼管トラス鉄塔での使用頻度の高い590N/mm²鋼、応力(荷重)振幅は、片振り(応力比 $R=0$)、両振り($R=-1$)それぞれ3レベルとする。なお、溶融亜鉛めっき処理(450℃, 5分)により、製管時および溶接による残留応力が一部除去される⁹⁾と考えられる。したがって、溶融亜鉛めっき処理による残留応力の除去が疲労性能に及ぼす影響を確認するため、処理を行わない試験体を設定する。また、試験体製作後、溶接による残留応力をめっき処理ではなく焼鈍(600℃, 5分)によりほぼ完全に除去する試験体も併せて設定する。処理なし、焼鈍の試験体は、同荷重振幅設定の試験体と同一条件で試験を行う。以上、試験体数は、静的耐力確認試験を含め計13体とする。表1に試験体一覧を、表2に供試材のJIS Z 2241による材料引張試験結果を示す。なお、表1中に示す $\Delta P/P_a$ は、荷重範囲(ΔP)を設計基準耐力である規格強度を用いた長期許容耐力($P_a=P_y/1.5$)で無次元化した値であり、参考値として示す。

図7に荷重装置を示す。鋼管両端の支持条件は、両側荷重試験ではピン・ローラー、片側荷重試験では固定条件とする。荷重は、疲労試験では、荷重制御により、片振り、両振りいずれも荷重不能となるまで、静的耐力確認試験では、接合部への作用力は引張荷重とし、接合部が破断するまでとする。

なお、リングスチフナ接合部のホットスポットひずみを確認するため、図8に示すように荷重部近傍のリングスチフナ部にひずみゲージを貼付する。

図8 ひずみ計測位置

写真1 破断状況(FA-3)

図9 荷重-変形量関係(めっき処理材)

図10 荷重-ひずみ関係(めっき処理材)

図11 ホットスポットひずみ(応力度)

疲労性能の評価としては、亀裂発生寿命 N_c 、疲労寿命 N_f のいずれかが挙げられるが、本報で対象としているリングスチフナで補強される箇所は、柱材と腹材の節点であり、疲労亀裂がプレートの範囲に留まり鋼管にまで伸展しにくいこと、また、腹材の破壊がトラス鉄塔構造物の崩壊に瞬時に結びつかないことから、本報では疲労寿命 N_f に基づく評価方法を採用することとする。

したがって、亀裂発生寿命 N_c については参考として、ある繰返し数の範囲内であることを把握するまでに留めることとし、想定疲労寿命 N_f の1/10程度のサイクルを目安に目視および磁粉探傷を行い、亀裂の発生寿命 N_c と伝播の様子を確認する。なお、疲労寿命 N_f は、荷重の制御が不能となる直前の繰返し数とする。

2.2 試験結果

表1に試験結果一覧を、図9に静的耐力確認試験の荷重-変形量関係を、図10に荷重-ホットスポットひずみ関係を示す。本試験の設定荷重範囲の最大荷重を、図9,10にプロットするが、これより、設定荷重範囲が高荷重レベルとなる一部の試験体において局所塑性状態となっている。なお、変形量は図9中に示すようにリングスチフナ端部と鋼管中央部間の変形量とする。ホットスポットひずみ(応力度)は、図11に示すように、「ひずみ(応力度)計測2点を直線で結び、その外挿上のピード止端位置のひずみ(応力度)」⁷⁾とする。静的耐力確認試験における降伏耐力 P_y は、文献1)と同様、荷重-変形量関係における0.5% オフセット法によるものである。

疲労試験においては、すべての試験体で、リングスチフナ最外縁とガセットプレートの溶接部より初期亀裂が発生し、その後溶接部に沿って進展した。さらに、リングスチフナと鋼管の溶接部に達し荷重不能となり、写真1に示すように破断に至った。なお、鋼管に亀裂は進展していない。

図12に疲労試験結果の $\Delta\epsilon-N_c, N_f$ 関係を示す。 N_c については、亀

図12 $\Delta\epsilon-N_c, N_f$ 関係

裂発生寿命範囲として、亀裂未確認最終繰返し数と亀裂確認繰返し数を示す。図の縦軸は、高応力度領域において応力度範囲が降伏点を超える塑性域となり、疲労性能評価の一次回帰が困難なため、応力度範囲ではなく、ホットスポットひずみ範囲で表示する。また、図12には比較のために、「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」における本試験体と類似形状である十字継手すみ肉溶接を対象とする強度等級「E,F」の疲労設計曲線を示す。

これより、各試験結果の疲労寿命 N_f は、いずれの場合も強度等級「E,F」の疲労設計曲線を上回っている。また、同レベルの疲労寿命での、応力比の影響(●, ▲)と見られるひずみ範囲の差は、載荷形態の影響(▲, ■)に比べると大きい。また、溶融亜鉛めっき処理、焼鈍による残留応力の除去が疲労性能へ及ぼす影響は、亀裂発生寿命 N_c 、疲労寿命 N_f においては見受けられない。これは、処理方法をパラメータとする試験が片振り ($R=0$) の設定であり、図13に示すようにひずみ範囲がほぼ同等なためと考えられる。

なお、4章において、両振りによる疲労強度を材料引張試験結果を用いて片振りによる疲労寿命に換算して、応力比の影響を取り除いた形で検討を行う。

3. 送電用鉄塔のリングスチフナにおける疲労設計条件の設定

3. 1 送電用鉄塔に作用する風荷重による累積疲労損傷

3. 1. 1 評価方法

送電用鋼管鉄塔のリングスチフナ補強される節点のホットスポットひずみ(応力度)を用いた疲労設計方法を提案するにあたり累積疲労損傷の評価を試みる⁹⁹⁾。なお、本検討では支配的荷重である風荷重のみを検討対象とし、風荷重以外、例えば架渉線のギャロッピングによる影響等は考慮しないものとする。また、本報においては研究主体をリングスチフナ補強される節点の疲労性能評価に留めており各項目の検討は別の機会に行うものとする。

図14に風荷重による累積疲労損傷評価方法フローを示す。まず、検討対象部材の風応答時のランダムな振動の応力度範囲分布を10分間平均風速毎に推定する。また、気象観測データに基づき使用期間中の平均風速毎の継続時間を推定する。この平均風速毎の継続時間に鉄塔の振動数を掛け合わせて、平均風速毎の総繰返し数とする。次に、平均風速毎の応力度範囲分布に応力度範囲分布を考慮した繰返し数を組合せて、さらに風速で累積して、応力度範囲と繰返し数の分布に変換する。これを疲労設計曲線に基づき評価することにより使用期間中の風荷重による累積疲労損傷度を得る。

3. 1. 2 風速毎の応力度範囲の推定

応力度範囲の確率密度分布を、風応答の応力度変動波形から評価する。平均成分を取り除いた応力度変動のピーク値の分布を正規分布に従うランダムな定常過程と見なせば、応力度変動のピーク値の差の確率分布はRayleigh分布で表せ、風速 V 時の応力度範囲分布は確率密度関数 $P_x(\sigma_i; V)$ として(1)式で表される。

$$P_x(\sigma_i; V) = \frac{\sigma_i}{S_d(V)^2} \exp\left(-\frac{\sigma_i^2}{2 \cdot S_d(V)^2}\right) \quad (1)$$

ここで、 $P_x(\sigma_i; V)$: 風速 V 時の応力度範囲 σ_i の確率密度関数

$S_d(V)$: 風速 V 時の応力度変動の標準偏差

平均風速 V の応力度変動の標準偏差 $S_d(V)$ は、ガスト影響係数と

図13 荷重-ひずみ関係 (FA-1)

ピークファクターを用いて(2)式で表せる。

$$S_d(V) = \frac{G_f - 1}{g_f} \bar{\sigma}_w(V) \quad (2)$$

ここで、 G_f : ガスト影響係数

g_f : ピークファクター

平均風速 V 時の平均応力度 $\bar{\sigma}_w(V)$ は V の m_R 乗に比例するとすれば(3)式で表せる。

$$\bar{\sigma}_w(V) = \frac{\sigma_w(U_{max})}{G_f} \left(\frac{V}{U_{max}} \right)^{m_R} \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_w(U_{max})$: 設計用平均風速 U_{max} 時の風応力度(最大値)

m_R : 平均風速と応力度の関係を示すべき指数

(2),(3)式を(1)式に代入して、平均風速 V 時の応力度範囲の確率密度分布が得られる。

ここで(1)式に基づく確率密度分布と実際の応答波形に基づく応

図14 風荷重による累積疲労損傷評価方法フロー

図15 鉄塔柱材応力度範囲の確率密度分布

力度範囲分布の比較を行う。図15に風応答観測結果の鉄塔柱材ひずみから得られた応力度範囲の確率密度分布とRayleigh分布の比較を示す。観測データは、10分間のひずみ変動から範囲をレインフロー法で評価した値である。これより、観測結果による確率密度分布は、やや大きな応力度範囲側に偏る分布をしているが、概ねRayleigh分布は観測結果に対応しているため、平均風速 V 時の応力度範囲の確率密度分布は(1)式で評価してよいと判断できる。

3. 1. 3 風速毎の継続時間の推定

強風の強さと発現確率は建築物荷重指針¹¹⁾に準じて定める。同指針では年最大風速観測値をGumbel分布で近似して設計用再現期待値を求めている。この手順を廻り、使用期間 R 年の毎年の年最大平均風速 $U(r_1), U(r_2), \dots, U(r_R)$ を r 年再現期待風速とする。Gumbel分布の仮定から、 r 年再現期待風速は、年最大平均風速の平均値および分散 S_r をパラメータとして表される。これらの値は気象官署の資料を元に整理した結果が文献11)にまとめられており本報ではこの文献値を用いる。

平均風速 $U(r_1), U(r_2), \dots, U(r_R)$ は、例えば台風が接近して通過する際の平均風速の経時変化における極大値である。極大値風速 $U(r)$ の現れる時刻前後の平均風速 V の経時変化に着目し、図16に示すように、この強風の風速が V を超える超過継続時間 T_e を考える。文献9)の台風シミュレーション結果を参考にすると、 V の対数と T_e は比例すると考えることができ、 V と T_e の関係は比例定数 a を用い(4)式で表される。

$$T_e = -a \times 60 \ln \left(\frac{V}{U(r_i)} \right) \quad (4)$$

ここで、 T_e : 超過継続時間 [分]

V : 平均風速 [m/s]

$U(r_i)$: r_i 年再現期待平均風速 [m/s]

a : パラメータ [分]

風速ランクの幅を ΔV とすると、風速が $V - \Delta V/2$ を超え $V + \Delta V/2$ を超えない時間、すなわち風速ランク V の継続時間 T_e は、(4)式を差分形に変換した(5)式から得られる。

$$\Delta T_e = a \times 60 \frac{1}{V} \Delta V \quad (5)$$

使用期間の期間 R 年の平均風速と継続時間の関係は、前述の個々の強風について風速と継続時間の関係を(2)式に基づき求めた結果を累加することによって得られる。

本報では便宜的に文献9)の台風シミュレーションの結果から得られた勾配を用いて、検討地点に関わらず $a=12.2$ とした。

年最大風速に関する風速と継続時間の関係は強風の極大値の分布に基づくものであることから、別途に比較的低い風速の継続時間を算定する。中低風速域の自然風の風速ランク別発現頻度分布はWeibull分布で近似できることが知られている。本報では、各地の気象官署の風速観測結果をWeibull分布のパラメータについて整理した文献12)の値を用いる。

図17に期間を $R=50$ [年]、立地条件を東京として、継続時間を年最大風速の極大値分布に基づいた場合とWeibull分布に基づいた場合の比較を示す。14m/sを超える風速域では年最大風速の極大値分布に基づく継続時間が長い。以降の計算では両者の継続時間のうち、各風速ランクにおいて大きい継続時間を用いる。

3. 1. 4 繰返し数検討

図18に3.1.2節における鉄塔の風応答観測結果の実測波形をレインフロー法により応力度範囲を評価して応力度範囲数を計数した場合の振動数(ここでは応答振動数と呼ぶ)と鉄塔の1次固有振動数の比較を示す。なお、鉄塔の1次固有振動数 n_0 は、簡便に鉄塔の塔高を h [m]として、 $n_0=100/h$ [Hz]とする¹³⁾。これより、鉄塔の1次固有振動数は応答振動数より大きい評価となるので、鉄塔の風応答振動数を1次固有振動数とすることにより疲労性能評価としては安全側の評価となる。このとき、ある時間 T [sec]の繰返し数の総数は $n_0 \times T$ となる。

次に、応力度振幅 σ_i の近傍の微小範囲 $\Delta\sigma$ を考えると $\sigma_i \pm \Delta\sigma/2$ の時間 T 内の繰返し数 n_i は、繰返し総数、風速および風速 V 時の応力度範囲の積となり、(6)式のように表すことができる。

$$n_i = n_0 \left(\int_0^T T_w(V) \cdot P_x(\sigma_i; V) \Delta\sigma dV \right) \quad (6)$$

ここで、 n_i : 応力度範囲 $\sigma_i \pm \Delta\sigma/2$ の時間 T 内の繰返し数

$T_w(V)$: 風速 V の時間 T 内の継続時間 ($=T P_w(V)$)

$P_w(V)$: 風速の確率密度

$P_x(\sigma_i; V)$: 風速 V 時の応力度範囲 σ_i の確率密度

n_0 : 鉄塔の1次固有振動数

図16 強風時の平均風速 V の経時変化と超過時間 T_e

図17 平均風速-継続時間関係(東京, 期間50年)

図18 応答振動数と1次固有振動数の比較

3. 1. 5 累積疲労損傷度の評価

疲労照査の方法は、疲労設計指針の考え方に準じる。ただし、ここでは平均応力の影響は小さいと見なして考慮しない。同指針では、直応力を受ける部材の破断に対する疲労設計曲線を(7)式で与える。

$$N \cdot \sigma^m = 2 \times 10^6 \sigma_f^m \quad (\sigma > \sigma_{ve}) \quad (7)$$

ここで、 N ：疲労寿命[回]

m ：疲労曲線の傾きを表す指数

σ ：直応力度範囲

σ_f ： 2×10^6 回基本応力度範囲

σ_{ve} ：応力度範囲の打ち切り限界

累積疲労損傷度は、打ち切り限界 σ_{ve} 以下の応力度範囲を無視し、各応力度範囲 σ_i と繰返し数 n_i をMiner則に基づいて評価する。すなわち図19において、任意の応力度範囲 σ_i の繰返し数 n_i を疲労設計曲線に基づき σ_f の繰返し数 n_i' に変換する。累積疲労損傷度 D は(8)式で定義され、 $D=1$ のときに疲労寿命に達する。

$$D = \frac{\sum_i n_i \cdot \sigma_i^m}{2 \times 10^6 \sigma_f^m} \quad (\sigma > \sigma_{ve}) \quad (8)$$

ここで、 σ_i ：直応力度範囲

n_i ：直応力度範囲 σ_i の繰返し数

3. 2 風応答応力振動形態の把握

図20に風応答観測結果の例として、既存鉄塔の風速20m/s時の部材ひずみ応答波形を示す。これより、実際の鉄塔の風荷重による挙動は部分片振りと見なせる。

3. 3 疲労設計条件の設定

基本的な送電用鉄塔の疲労設計条件の設定にあたり、前述の通り、鉄塔の使用期間中に受ける風応答による累積疲労損傷度を算出し、疲労設計条件の応力度範囲の繰返し数に換算する方法を採る。

一例としては、関東地方平野部の送電用鉄塔(590N/mm²鋼)を対象とする期間50年の風応答による累積疲労損傷度を、疲労設計指針における強度等級「F」の疲労設計曲線を用いて評価すると、長期許容応力度を最大とする片振り応力度範囲で繰返し数3,000回以下となることが確認されている¹⁴⁾。

4. 疲労設計方法の提案

4. 1 疲労試験結果の再評価

3. 2節より風荷重による鉄塔の挙動は片振りであることから、2章の疲労試験結果における両振り振幅の結果を片振り振幅に換算し、すべて片振り振幅として検討を行うこととする。

完全片振りへの換算は、図21および(9)式に示す修正Goodman線図⁶⁾によるものとする。

$$\Delta\sigma/\Delta\sigma_1 = 1 - \sigma_m/\sigma_B \quad (9)$$

ここで、 $\Delta\sigma$ ： $R=0$ に対する疲労強度

$\Delta\sigma_1$ ： $R=-1$ に対する疲労強度

σ_m ：平均応力 $[(\sigma_{min} + \sigma_{max})/2]$

σ_B ：素材の引張強度

図22に換算後の $\Delta\epsilon-Nf$ 関係を示す。図中には、試験結果の回帰式(実線：(10)式)および回帰式に対する残差の標準偏差の2倍(2 σ)を低減した97.5%信頼区間(破線：(11)式)を示す。

$$\log(\Delta\epsilon) = 4.110 - 0.151 \cdot \log(Nf) \quad (10)$$

$$\log(\Delta\epsilon) = 3.994 - 0.151 \cdot \log(Nf) \quad (11)$$

これより、片側、両側の載荷形態、片振り、両振りの応力振幅

図19 Miner則に基づく繰返し数の評価

ゲージ貼付位置

図20 風応答観測結果(部材ひずみ応答波形)

図21 修正 Goodman 線図⁶⁾

図22 $\Delta\epsilon-Nf$ 曲線(両振り→片振り換算)

態のすべてを一括して疲労性能の評価が可能となる。

なお、文献1)～3)において、リングスチフナで補強される鋼管の局部変形降伏耐力 P_y は、鋼管軸力比 N/N_y 、鋼管径 D とリング出幅 R の形状比 R/D 、材質の影響により増減するが、降伏耐力 P_y 時のホットスポット(ひずみゲージ位置)のひずみレベルは、疲労設計を考慮して鋼管軸力比等の条件にかかわらず $10,000\mu$ 程度になるように設定している。これより、ホットスポットひずみと降伏耐力に対する荷重の比は対応すると判断でき、このことから、ホットスポットひずみ範囲による疲労性能評価は、降伏耐力に対する荷重の比による疲労性能評価と概ね等価と見なせる。さらに、本報の試験結果から得られる疲労性能評価は、実用範囲である文献1)～3)における検討対象範囲内でのリングスチフナで補強される鋼管に適用が可能となる。

4. 2 疲労設計方法の提案

疲労を考慮した設計手法として、予め疲労を考慮した耐力低減係数 η を乗ずる方法を提案する。これは、図23右上に示すように、3. 3節において設定した、鉄塔の使用期間中に受ける風応答による累積疲労損傷度と同等以上となる疲労設計条件の応力度範囲の繰返し数を設定し、設定した応力度範囲(σ_1)、繰返し数(N_1)が疲労設計曲線を上回る場合は、応力度範囲を低減し($\eta \cdot \sigma_1$)、疲労設計曲線以下とする方法である。

疲労設計条件として、応力度範囲を材質 590N/mm^2 、 400N/mm^2 の2種類の長期許容耐力($P_a = P_y/1.5$)とし、累積疲労損傷度を上回る繰返し数は $10,000$ 回以下と設定する。図22に長期許容耐力時のひずみ範囲を併記する。疲労設計曲線を図22の回帰式に対する97.5%信頼区間の線とする場合、材質 590N/mm^2 の長期許容耐力時の繰返し数が $1,000$ 回を越えるあたりから疲労設計曲線を上回るが、材質 400N/mm^2 の場合は繰返し数 $10,000$ 回以下では疲労設計曲線を上回らない。よって、上記の設定では、材質が 400N/mm^2 の場合は疲労に対して考慮しなくてもよく、材質 590N/mm^2 の場合のみ疲労を考慮して耐力を低減させる必要がある。

図23に材質 590N/mm^2 の上記設定での疲労設計耐力低減係数 η を示す。3. 3節で挙げた繰返し数 $3,000$ 回の評価では、疲労耐力低減係数は 0.85 となる。なお、図23に参考として疲労設計曲線を疲労設計指針の強度等級「F」とする場合の耐力低減係数を併記するが、この場合では繰返し数 $3,000$ 回の評価で疲労耐力低減係数は 0.8 となる。

5. 結論

1. リングスチフナで補強される鋼管の疲労寿命 N_f は、いずれの場合も強度等級「E,F」の疲労設計曲線を上回っている。また、同レベルの疲労寿命での、応力比の影響と見られるひずみ範囲の差は、載荷形態の影響に比べると大きい。また、片側載荷形態の試験結果において、溶融亜鉛めっき処理、焼鈍による残留応力の除去が疲労性能へ及ぼす影響は見受けられない。
2. リングスチフナで補強される鋼管の局部変形降伏耐力 P_y 時のホットスポット(ひずみゲージ位置)のひずみは $10,000\mu$ 程度となるように設定していることから、ホットスポットひずみと降伏耐力に対する荷重の比は対応すると判断でき、ホットスポットひずみ範囲による疲労性能評価は、降伏耐力に対する荷重振幅による疲労性能評価と等価と見なせる。さらに、本報の試験結果から得

図23 疲労設計耐力低減係数—設計耐力時繰返し数関係

られる疲労性能評価は、実用範囲内でのリングスチフナで補強される鋼管に適用が可能となる。

3. リングスチフナで補強される鋼管の疲労を考慮した設計手法として、予め疲労を考慮した耐力低減係数 η を乗ずる方法を提案する。これは、鉄塔の使用期間中に受ける風応答による累積疲労損傷度と同等以上となる疲労設計条件の応力度範囲の繰返し数を設定し、設定した応力度範囲、繰返し数が疲労設計曲線を上回る場合は、応力度範囲を低減し、疲労設計曲線以下とする方法である。一例をあげると、疲労設計条件を長期許容耐力とし、繰返し数を $3,000$ 回と設定した場合、材質 400N/mm^2 の場合は疲労に対して考慮しなくてもよく、材質 590N/mm^2 の場合は疲労設計耐力低減係数 0.85 を降伏耐力に乘ずる必要がある。

謝辞

本研究を行うにあたり、神奈川大学藤本盛久理事長、日本大学秋山宏教授の御指導を戴きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中込忠男, 本郷榮次郎, 深沢隆, 松尾康博, 新井 聡: リングスチフナで補強される送電用鋼管トラス鉄塔節点の設計方法に関する研究 その1 リングスチフナで補強される鋼管の局部変形耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第532号, pp.169-175, 2000.6
- 2) 中込忠男, 本郷榮次郎, 深沢隆, 松尾康博, 新井 聡: リングスチフナで補強される送電用鋼管トラス鉄塔節点の設計方法に関する研究 その2 リングスチフナ・ガセットプレート一体型補強部を有する鋼管の局部変形耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第538号, pp.163-170, 2000.12
- 3) 中込忠男, 本郷榮次郎, 深沢隆, 松尾康博, 新井 聡: リングスチフナで補強される送電用鋼管トラス鉄塔節点の設計方法に関する研究 その3 実機条件における局部変形耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第547号, pp.145-152, 2001.9
- 4) 本郷榮次郎, 深沢隆, 松尾康博, 田沼良一, 岡田 創: 偏心接合される塔状鋼管トラス鉄塔の構造特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第498号, pp.121-128, 1997.8
- 5) 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・同解説(第1版), 1980, 同(第2版), 1990
- 6) 鈴木敏郎, 佐藤亘宏, 深沢隆: 溶融亜鉛めっき鋼管の圧縮変形性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第420号, pp.51-61, 1991.2
- 7) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993
- 8) 大熊武司, 中込忠男, 丸川比佐夫: 強風による鋼構造骨組の累積疲労損傷度(その1 強風の発生頻度の推定)(その2 疲労損傷の推定), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.75-78, 昭和63年10月
- 9) 成原弘之, 泉 満, 浅見 豊: 風荷重に対する高層鋼構造骨組の疲労設計, 日本建築学会構造系論文集, 第465号, pp.129-137, 1994.11
- 10) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 1993
- 11) 中原満雄, 田村幸雄, 浅見 豊, 新堀嘉則, 吉川祐三: 日本における建築物設計用の基準風速分布図, 日本建築学会論文報告集, 第336号, pp.11-20, 昭和59年2月
- 12) 光田 寧, 林 泰一: 日本における風のエネルギーの評価, 天気, vol.26 No.10, pp.3-14, 1979.10
- 13) 日本建築学会: 塔状鋼構造設計指針・同解説, 1980
- 14) 本郷榮次郎, 須田 悟, 深沢隆, 吉野 正: 鋼管鉄塔主柱材継手用鍛造フランジ継手の合理化研究(その2), 鉄塔, 第100号, pp.19-37, 1998.7

(2001年9月10日原稿受理, 2001年11月1日採用決定)