

CFRP で補強された鋼部材の温度応力に関する一考察

鈴木 博之¹ 並木 宏徳² 松本 健太郎³

A Consideration on Thermal Stress of Steel Members Strengthened with CFRP

Hiroyuki SUZUKI¹, Hironori NAMIKI², Kentarou MATSUMOTO³

In this paper, the thermal stress of steel members, to which axial force applies, strengthened with CFRP is formulized firstly and a way to calculate cross-sectional area of CFRP required for strengthening steel members which is insufficient of sections is discussed using the equation secondly. And finally influence of temperature change of composite members, which consist of steel and CFRP, on fatigue life of steel members is examined using the temperature data of Tokyo from April, 2008 to March, 2009 in the case of the constant stress range and in the case of including over-loaded vehicles like an actual highway bridge.

キーワード：温度応力，鋼部材，炭素繊維強化プラスチック，補強，複合部材

Keywords：Thermal stress, Steel members, CFRP, Strengthening, Composite members

1. まえがき

鋼部材の補強に炭素繊維強化プラスチック複合材料（以下 CFRP と呼ぶ）を用いた事例が数多く報告されている⁽¹⁾。鋼部材を CFRP で補強した場合、鋼材の線膨張係数が 1.2×10^{-5} (1/°C) であるのに対し、CFRP の線膨張係数は工学的にゼロとみなし得るほど小さいので、温度変化により大きな温度応力が発生することが知られている。

英国 ICE の FRP 補強のガイドブックには、温度応力が活荷重による応力よりも大となることがあるとして設計上留意すべきであると記されている⁽²⁾。しかし、実際の補強設計に際して温度応力をどのように評価すれば良いかについて明確には示されていない。

本研究では、CFRP 補強された鋼部材の疲労寿命が、この部材がおかれた環境の気温の変化によってどの程度減少するのかについて、活荷重が一定とみなしうる場合および実際の道路橋のように過積載荷重が作用する場合について試算する。

2. CFRP 補強された軸力を受ける部材に生じる温度応力

CFRP 補強された鋼部材の疲労寿命が、この部材がおかれた環境の気温の変化によってどの程度減少するのかについて試算する前に、CFRP と鋼部材が組み合わされた構造に温度変化が生じた場合の温度応力を定式化しておくこととす

る。鋼とコンクリートというような 2 種類の部材からなる構造に外力が作用した場合の力学は、組合せ部材の力学としてよく知られており、既に定式化され、種々の文献に記述されている⁽³⁾。組合せ部材に温度変化があった場合も外力が作用した場合と何ら変わりはないが、本稿の後半における議論に必要であるので、ここでまとめておくことにする。

図-1(a)に示すように、軸方向力を受ける鋼部材の両面に CFRP を接着補強した場合を考える⁽⁴⁾。気温が T_1 だけ降下した時にこの鋼部材に発生する温度応力を計算する。図-1(b)に示すように、CFRP の拘束が無い鋼部材の温度が T_1 だけ降下した時のひずみは、 $\varepsilon_1 (< 0)$ であり、鋼材と CFRP が一体となっている部材の温度が T_1 だけ降下した時の CFRP を含めた全体のひずみは、 $\varepsilon_2 (< 0)$ となる。この時、鋼部材の温度応力 σ_T は、

$$\sigma_T = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot E_s \quad (1)$$

ここに、 E_s ：鋼部材の弾性係数

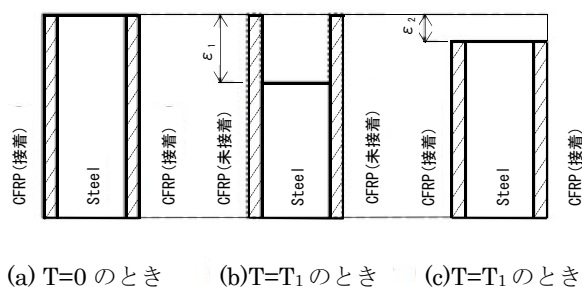


図-1 計算モデル

1 明星大学理工学部総合理工学科 教授 鋼構造学

2 京橋メンテック㈱代表取締役 鋼構造学

3 ㈱レールテック、構造物事業部 鋼構造学

と表される。なお、上式のひずみ ε_1 、 ε_2 は対数ひずみである。対数ひずみを用いることにより、ひずみを和の形で示すことができる。ただし、符号については温度上昇と下降で異なることに注意する必要がある。弾性範囲のようにひずみが小さい時、一般に用いられているひずみと対数ひずみはほぼ同じ値であるので、以下の議論に大きな影響を及ぼすことはない。

さて、図-1(c)においては、鋼部材に生じている荷重と CFRP に生じている荷重が平衡しているので、

$$\sigma_T \cdot A_s + \varepsilon_2 \cdot E_c \cdot A_c = 0 \quad (2)$$

ここに、 A_s ；鋼部材の断面積、 A_c ；CFRP の断面積、 E_c ；CFRP の弾性係数
が成り立つ。

(1)、(2)式より、

$$\varepsilon_2 = \frac{E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_1}{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c} \quad (3)$$

を得る。これを(1)式に代入すると、鋼部材に発生する温度応力が次式のように求められる。

$$\sigma_T = -(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot E_s = -\frac{E_s \cdot E_c \cdot A_c \cdot \varepsilon_1}{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c} \quad (4)$$

3. 補強後の鋼部材の応力を腐食前の応力に回復することを目的とした補強

3.1 補強に必要な CFRP の断面積と鋼部材に生じる温度応力

腐食などで断面積が減少した、引張力を受ける鋼部材に CFRP を貼付して鋼部材の応力を腐食前の大きさまで低減させるように補強する場合を考える⁽⁴⁾。この場合、腐食による断面欠損、腐食ピットなどに起因する応力集中、CFRP および鋼断面を含めた全断面の偏心などが応力に影響すると思われるが、腐食の影響は、以下の式に示すように、残存断面積を用いて計算した公称応力で評価できるものとして取り扱うこととする。

腐食前の鋼部材の応力 σ_0 は、

$$\sigma_0 = \frac{F}{A_0} \quad (5)$$

ここに、 F ；外力、 A_0 ；腐食前の鋼部材の断面積であり、腐食後の鋼部材の応力 σ_r は、

$$\sigma_r = \sigma_0 \cdot \frac{A_0}{A_s} \quad (6)$$

ここに、 A_s ；腐食後の鋼部材の断面積と表せる。補強後の鋼部材の応力の最大値は、作用荷重による応力の最大値と気温変化による温度応力の最大値が重畳した時に生じるので、 $\sigma_T > 0$ の時の補強後の応力 σ_{Re} は、

$$\sigma_{Re} = \sigma_0 \cdot \frac{A_0}{A_s} \cdot \frac{A_s}{(A_s + A_{ce})} + \sigma_T \leq \sigma_0 \quad (7)$$

ここに、 A_{ce} ；CFRP を鋼に換算した等価断面積

$$(A_{ce} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_s})$$

と表される。すなわち

$$\sigma_{Re} = \sigma_0 \cdot \frac{A_0}{(A_s + A_{ce})} + \sigma_T \leq \sigma_0 \quad (8)$$

と表現される。(8)式の等号が成立するのは、

$$\sigma_0 \cdot \frac{E_s \cdot A_0}{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c} + \sigma_T = \sigma_0 \quad (9)$$

のときである。(9)式と(4)式から、CFRP の必要断面積 A_c が得られる。

$$A_c = \frac{(A_0 - A_s) \cdot \sigma_0}{\sigma_0 \left(\frac{E_c}{E_s} \right) + E_c \cdot \varepsilon_1} \quad (10)$$

したがって、等価断面積 A_{ce} は、

$$A_{ce} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_s} = \frac{(A_0 - A_s) \cdot \sigma_0}{\sigma_0 + E_s \cdot \varepsilon_1} \quad (11)$$

となり、(4)式で表される鋼材に発生する温度応力 σ_T は、

$$\begin{aligned} \sigma_T &= -\frac{E_s \cdot E_c \cdot A_c \cdot \varepsilon_1}{E_s \cdot A_s + E_c \cdot A_c} \\ &= -\frac{\frac{A_{ce} \cdot E_s \cdot \varepsilon_1}{A_s}}{1 + \frac{A_{ce}}{A_s}} \end{aligned} \quad (12)$$

となる。ここで、CFRP と鋼の等価断面積比 λ を次のように定義すると、

$$\lambda = \frac{E_c \cdot A_c}{E_s \cdot A_s} \quad (13)$$

(12)式で表される温度応力は λ を使って次のように示される。

$$\sigma_T = -\frac{\lambda \cdot E_s \cdot \varepsilon_1}{1 + \lambda} \quad (14)$$

3.2 補強に必要な CFRP の断面積と温度応力の計算例

温度応力が加わる場合の鋼部材の補強に必要な CFRP の断面積を引張荷重に対して補強する場合⁽⁴⁾について試算する。

腐食前の鋼部材の応力を $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$ 、鋼の線膨張係数を $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 、鋼の弾性係数を $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、腐食により欠損した断面積 $(A_0 - A_s)$ が腐食前の断面積 A_0 の 8 % で、温度変化 T を 10°C とすると、拘束の無い場合の鋼材のひずみ ε_1 (対数ひずみを採用している) は、

$$\varepsilon_1 = \ln(1 + \alpha \cdot T) = -12 \times 10^{-5}$$

である。したがって、鋼部材の欠損断面積の何倍の断面積の CFRP が必要であるかを示す指標 $A_{ce}/(A_0 - A_s)$ は、(11)式から、

$$\frac{A_{ce}}{(A_0 - A_s)} = \frac{\sigma_0}{(\sigma_0 + E_s \cdot \varepsilon_1)} = 1.316$$

となり、等価断面積 A_{ce} は、

$$\frac{A_{ce}}{A_0} = 1.316 \times (A_0 - A_s) = 0.105$$

となる。ゆえに、CFRP の等価断面積 A_{ce} と腐食後の断面積

表-1 温度変化と温度応力の関係の試算

T (°C)	$-\varepsilon_1$ ($\times 10^{-5}$)	$\frac{A_{ce}}{(A_0 - A_s)}$	$\frac{A_{ce}}{A_0}$	$E_s \cdot \varepsilon_1$ (N/mm ²)	$\frac{A_{ce}}{A_s}$	σ_T (N/mm ²)
1	1.2	1.025	0.082	2.4	0.089	0.196
5	6.0	1.136	0.091	12.0	0.099	1.079
10	12.0	1.316	0.105	24.0	0.114	2.464
15	18.0	1.563	0.125	36.0	0.136	4.306
20	24.0	1.923	0.154	48.0	0.167	6.877
25	30.0	2.500	0.200	60.0	0.217	10.714
30	36.0	3.571	0.286	72.0	0.311	17.062
35	42.0	6.250	0.500	84.0	0.543	29.577
36	43.2	7.353	0.588	86.4	0.639	33.697
37	44.4	8.929	0.714	88.8	0.776	38.811
38	45.6	11.364	0.909	91.2	0.988	45.328
39	46.8	15.625	1.250	93.6	1.359	53.917
40	48.0	25.000	2.000	96.0	2.174	65.753
41	49.2	62.500	5.000	98.4	5.435	83.11
42	50.4	(-125.000)				

A_s の比 A_{ce}/A_s は、

$$\frac{A_{ce}}{A_s} = 0.114$$

となる。このようにして得られた A_{ce}/A_s と $E_s \cdot \varepsilon_1$ を(12)式に代入すると、鋼材に発生する温度応力

$$\sigma_T = 2.46 \text{ N/mm}^2$$

が得られる。

上の計算例で、温度変化 T が 1~42°C の場合の鋼材に発生する温度応力 σ_T を求めると、表-1 のようになった。この表より、温度変化が 42°C を超えると温度応力が 100N/mm² を超え解がなくなることがわかる。したがって、引張力を受ける鋼部材を CFRP で補強する場合、施工温度が低い方が施工後の温度変化が少なく有利となるが、樹脂硬化のためには施工温度は高温の方が有利である。この矛盾を解決するためには、低温時に施工して、低温で硬化する樹脂を用いる、低温時に施工して、樹脂だけを加熱して硬化させる、強制的に残留応力を導入するなどの方法が考えられる。

つぎに、鋼の線膨張係数を $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ 、鋼の弾性係数を $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、腐食により欠損した断面積 ($A_0 - A_s$) が腐食前の断面積 A_0 の 8% とし、腐食前の鋼部材の応力 $\sigma_0 = 80 \sim 120 \text{ N/mm}^2$ 、温度変化 $T = 1 \sim 50^\circ\text{C}$ について $A_{ce}/(A_0 - A_s)$ に及ぼす温度変化 T と σ_0 の関係について調査した。結果を表-2 に示す。例えば、腐食前の鋼部材の応力が $\sigma_0 = 120 \text{ N/mm}^2$ の場合、温度変化が 46°C を超えると温度応力が 120N/mm² を超えてしまい解がなくなる。また表-2 より腐食前の鋼部材の応力 σ_0 が小さくなるとより低い温度変化で $A_{ce}/(A_0 - A_s)$ の解がなくなることがわかる。高温時に CFRP を貼付した鋼部材に大きな温度変化があった場合、温度応力が補強効果より大きくなってしまう。したがって、CFRP 貼付時の施工温度が重要であることがこの表からも容易に理解される。

図-2 は、鋼と CFRP の弾性係数が等しい場合 ($E_s = E_c$) の温

表-2 $A_{ce}/(A_0 - A_s)$ に及ぼす T と σ_0 の関係

T(°C)	$\sigma_0(\text{N/mm}^2)$			
	120	100	90	80
1	1.020	1.025	1.027	1.031
5	1.111	1.136	1.154	1.176
10	1.250	1.316	1.364	1.429
15	1.429	1.563	1.667	1.818
20	1.667	1.923	2.143	2.500
25	2.000	2.500	3.000	4.000
30	2.500	3.571	5.000	10.000
35	3.333	6.250	15.000	
40	5.000	25.000		
45	10.000			
50				

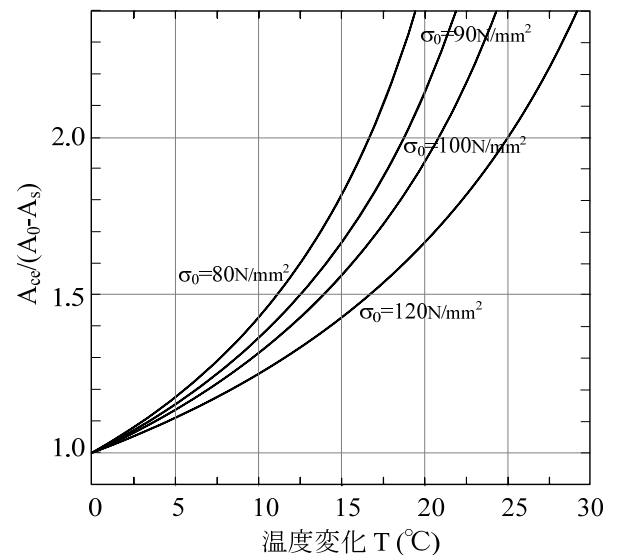


図-2 CFRP 補強における温度変化の影響

度変化と鋼の欠損断面積に対する CFRP の等価断面積の比 ($A_{ce}/(A_0 - A_s)$) の関係を示している。この比は鋼の欠損断面積に対する CFRP の必要補強断面積を示している。 $\sigma_0 = 100 \text{ N/mm}^2$ の場合、温度変化 T が 20°C のとき、鋼の欠損断面積の約 1.9 倍の CFRP の断面積が必要となり、温度変化が大きくなるにつれて補強に必要な CFRP の断面積は増大することがわかる。

4. CFRP 補強時の温度応力が疲労寿命に及ぼす影響

ここでは、疲労強度が問題となる場合について温度応力に限って検討する⁽⁶⁾。

4.1 気温変化

構造物の温度は、当然のことながら、構造物を取り巻く

表-3 日較差

(a) 日較差 (°C)	(b) 頻度 (日)	(c) 日較差の代表値 (°C)	(d)=(b)×(c) (日・°C)
17>T≥16	0	16.5	0.0
16>T≥15	1	15.5	15.5
15>T≥14	1	14.5	14.5
14>T≥13	0	13.5	0.0
13>T≥12	2	12.5	25.0
12>T≥11	9	11.5	103.5
11>T≥10	12	10.5	126.0
10>T≥9	26	9.5	247.0
9>T≥8	56	8.5	476.0
8>T≥7	54	7.5	405.0
7>T≥6	55	6.5	357.5
6>T≥5	57	5.5	313.5
5>T≥4	38	4.5	171.0
4>T≥3	37	3.5	129.5
3>T≥2	12	2.5	30.0
2>T≥1	5	1.5	7.5
1>T≥0	0		
	Σ(b)=365		Σ(d)=2421.5
平均=Σ(d)/Σ(b)=6.6°C			

表-4 月較差

	(a) 最高気温 (°C)	(b) 最低気温 (°C)	(c) 月較差(°C) =(a)-(b)	(d) 頻度 (日)
4 月	25.8	6.5	19.3	1
5 月	29.0	9.2	19.8	1
6 月	29.1	13.4	15.7	1
7 月	34.5	18.6	15.9	1
8 月	35.3	19.6	15.7	1
9 月	32.3	15.4	16.9	1
10 月	25.2	11.5	13.7	1
11 月	25.2	11.5	13.7	1
12 月	19.9	1.8	18.1	1
1 月	15.3	0.0	15.3	1
2 月	23.9	1.4	22.5	1
3 月	23.2	1.1	22.1	1
			Σ(c)=208.7	Σ(d)=12
平均 Σ(c)/Σ(d)=17.4°C				

表-5 年較差

最高温度(°C)	最低温度(°C)	年較差(°C)	頻度(日)
35.3	0	35.3	1

外気温によって変動する。温度応力の最大値は、補強時の温度と想定される最高もしくは最低温度との差となる。本項では、日本の気象庁が公表している 2008 年 4 月から 2009 年 3 月までの東京の気温データを例にとって、日較差、月較差、年較差について調査することとする。また、気温は毎日最高気温から最低気温、最低気温から最高気温へと単調に変化するものとして取り扱う。実際とは多少異なっているかもしれないが、本項の議論に大きな影響はないものと考えられる。

東京における 2008 年 4 月から 2009 年 3 月までの一年間の気温データを使って日較差（＝一日の最高気温－一日の最低気温）の平均を調査した。結果を表-3 に示す。表中の(c)は、例えば 3°C から 4°C までの範囲の気温差の代表値を 3.5°C として扱ったことを示している。日較差の平均は 6.6°C であった。

次に、東京における 2008 年 4 月から 2009 年 3 月の一年間の気温データを使って月較差（＝月の最高気温－月の最低気温）の平均を調べた。結果を表-4 に示す。月較差の平均は 17.4°C であった。

最後に、東京における 2008 年 4 月から 2009 年 3 月の一年間の気温データを使って年較差（＝一年間の最高気温－一年間の最低気温）を調べた。結果を表-5 に示す。年較差は 35.3°C であった。

以上の結果を用いて、東京における 2008 年 4 月から 2009 年 3 月の一年間の気温データの評価を試みる。この評価においては、一年の温度変化は毎月の温度変化の最大値に重畳し、毎月の温度変化は毎日の温度変化の最大値に重畳していると考えることとし、応力頻度解析法の一つであるレ

ンジペア法を用いて、作用応力と温度応力の重畳を考えることとする。

毎日一サイクルの温度変化があると仮定しているので、日較差による繰返し数は 365 回である。月間の温度変化は毎日の温度変化に重畳していると考えているので、レンジペア法の考え方に従えば、日較差の回数が 12 回減って、月較差による繰返し数 12 回を加えることとなるが、簡単のため日較差による繰返し数を減じなくても安全側の評価となる。同様に年較差による繰返し数 1 回を加えて温度変化の総繰返し数を 378 回とし、この結果に基づいて一年間の温度変化による疲労被害を計算する。

4.2 温度応力による疲労被害の推定

上述の気象データを用いて CFRP 補強された軸力を受ける鋼部材に生じる気温変化による温度応力を、疲労強度が問題となる場合に限定して評価する。本稿では、既に生じている疲労被害については考慮しないこととする。

一般に疲労被害 D はマイナー則を用いて次式で示される。

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (15)$$

ここに、 n_i : 応力範囲 $\Delta \sigma_i$ を実際に負荷した回数、 N_i : 応力範囲 $\Delta \sigma_i$ に対する寿命 ($N_i = C \cdot \Delta \sigma_i^m$, C, m : 定数)

本稿では、 $m=3$ として試算する。また、マイナー則では打ち切り限度を考えるが、実働荷重の時は打ち切り限度を考えない修正マイナー則を用いるのが一般的であるので、ここでもこれを採用する。

表-6 温度変動が重畳した場合の疲労被害

気温 (℃)	温度変動 (℃)	σ_T (N/mm ²)	$\sigma_0 + \sigma_T$ (N/mm ²)	N_f ($\times 10^6$)	疲労被害 ($\times 10^6$)	頻度	疲労被害×頻度 ($\times 10^6$)	50 年間の 疲労被害
35.5	60.35	33.44	83.44	0.4304	2.3234	1	2.32	
22.5	38.25	21.19	71.19	0.6929	1.4431	2	2.89	
21.5	36.55	20.25	70.25	0.7212	1.3866		0.00	
20.5	34.85	19.31	69.31	0.7510	1.3316		0.00	
19.5	33.15	18.36	68.36	0.7825	1.2780	2	2.56	
18.5	31.45	17.42	67.42	0.8157	1.2259	1	1.23	
17.5	29.75	16.48	66.48	0.8509	1.1753		0.00	
16.5	28.05	15.54	65.54	0.8881	1.1260	1	1.13	
15.5	26.35	14.60	64.60	0.9275	1.0782	5	5.39	
14.5	24.65	13.65	63.65	0.9693	1.0317	1	1.03	
13.5	22.95	12.71	62.71	1.0136	0.9866	2	1.97	
12.5	21.25	11.77	61.77	1.0607	0.9428	2	1.89	
11.5	19.55	10.83	60.83	1.1107	0.9003	9	8.10	
10.5	17.85	9.89	59.89	1.1640	0.8591	12	10.31	
9.5	16.15	8.95	58.95	1.2206	0.8192	26	21.30	
8.5	14.45	8.00	58.00	1.2811	0.7806	56	43.71	
7.5	12.75	7.06	57.06	1.3455	0.7432	54	40.13	
6.5	11.05	6.12	56.12	1.4144	0.7070	55	38.88	
5.5	9.35	5.18	55.18	1.4881	0.6720	57	38.30	
4.5	7.65	4.24	54.24	1.5669	0.6382	38	24.25	
3.5	5.95	3.30	53.30	1.6515	0.6055	37	22.40	
2.5	4.25	2.35	52.35	1.7422	0.5740	12	6.89	
1.5	2.55	1.41	51.41	1.8397	0.5436	5	2.72	
					小計	378	277.41	0.01387

表-7 温度変動が重畳しない場合の疲労被害

気温 (℃)	温度変動 (℃)	σ_T (N/mm ²)	$\sigma_0 + \sigma_T$ (N/mm ²)	N_f ($\times 10^6$)	疲労被害 ($\times 10^6$)	頻度	疲労被害×頻度 ($\times 10^6$)	50 年間の 疲労被害
0	0	0.00	50.00	2.0000	0.5000	378	189	0.00945

さて、構造部材の温度と気温とは一般に一致しない。道路橋示方書では、鋼構造の場合、基準温度を 20℃、温度変化±30℃を標準としている。東京の年間気温差は年によって異なるが、表-5 に示すように、2008 年 4 月～2009 年 3 月においては 0～35.3℃であった。したがって、鋼構造の設計上の温度変化は実際の気温変化よりかなり大きく、60/35.3=1.7 倍であることがわかる。以下の議論では、基本的なケースとして、鋼構造の温度を気温変化の 1.7 倍と仮定して解析する。

4・2・1 一定応力範囲の活荷重が作用する場合

鋼構造物の疲労設計指針・解説に示されている強度等級 G 等級 (2×10^6 回基本疲労強度 $\sigma_0=50\text{N/mm}^2$) の場合について考える⁽⁶⁾。構造物の疲労寿命を 50 年とすると、1 日当たりの繰返し数は 110 回となる。この応力の繰返しに修正マイナー則を用いて、温度応力が作用する時の疲労被害を試算する。

計算条件は、腐食前の作用応力が $\sigma_0=50\text{N/mm}^2$ であった部材の断面積が 23%欠食してしまい、弾性係数の差異を考慮し

た等価断面積の CFRP で補強した場合、すなわち、(13)式に示す $\lambda=0.3$ の場合とした。表-6 に温度変動が重畳した場合の疲労被害を計算した結果を示す。表中の気温には、 $t^\circ\text{C}$ と $(t+1)^\circ\text{C}$ の代表値として $(t+0.5)^\circ\text{C}$ を用いている。温度変動は気温の 1.7 倍であり、 σ_T は(14)式を用いて計算した。 σ_T は気温変化に従い変化するが、以下の疲労被害の計算においては σ_T が最大の時に σ_0 が作用するとして計算する。 $(\sigma_0 + \sigma_T)$ に対応する疲労寿命 N_f は疲労設計曲線から求め、疲労被害は疲労寿命 N_f の逆数である。頻度は表-3～5 に示されているものであり、 $t^\circ\text{C}$ における 1 年間の疲労被害は(疲労被害×頻度)となる。50 年間の疲労被害はすべての温度における(疲労被害×頻度)の合計の 50 倍であり、本解析の結果は 0.01387 となった。

つぎに、温度変動が 0 の場合について解析した。温度変動が 0 の場合というのは、大きさ 0 の温度応力が作用することであり、頻度は表-6 の場合と同じで 378 回となる。結果を表-7 に示す。温度変動が 0 の場合の疲労被害は 0.00945 となった。したがって、温度変動が重畳したことによる疲労

表-8 温度変動が重畳した場合の疲労被害

気温 (°C)	温度変動 (°C)	σ_T (N/mm ²)	$\sigma_0 + \sigma_T$ (N/mm ²)	N_f ($\times 10^6$)	疲労被害 ($\times 10^6$)	頻度	疲労被害 \times 頻度 ($\times 10^6$)	50 年間の 疲労被害
35.5	60.35	33.44	233.44	0.0197	50.8824	1	50.9	
22.5	38.25	21.19	221.19	0.0231	43.2866	2	86.6	
21.5	36.55	20.25	220.25	0.0234	42.7359		0.0	
20.5	34.85	19.31	219.31	0.0237	42.1900		0.0	
19.5	33.15	18.36	218.36	0.0240	41.6487	2	83.3	
18.5	31.45	17.42	217.42	0.0243	41.1120	1	41.1	
17.5	29.75	16.48	216.48	0.0246	40.5800		0.0	
16.5	28.05	15.54	215.54	0.0250	40.0527	1	40.1	
15.5	26.35	14.60	214.60	0.0253	39.5299	5	197.6	
14.5	24.65	13.65	213.65	0.0256	39.0117	1	39.0	
13.5	22.95	12.71	212.71	0.0260	38.4981	2	77.0	
12.5	21.25	11.77	211.77	0.0263	37.9890	2	76.0	
11.5	19.55	10.83	210.83	0.0267	37.4844	9	337.4	
10.5	17.85	9.89	209.89	0.0270	36.9843	12	443.8	
9.5	16.15	8.95	208.95	0.0274	36.4887	26	948.7	
8.5	14.45	8.00	208.00	0.0278	35.9976	56	2,015.9	
7.5	12.75	7.06	207.06	0.0282	35.5109	54	1,917.6	
6.5	11.05	6.12	206.12	0.0285	35.0286	55	1,926.6	
5.5	9.35	5.18	205.18	0.0289	34.5507	57	1,969.4	
4.5	7.65	4.24	204.24	0.0293	34.0772	38	1,294.9	
3.5	5.95	3.30	203.30	0.0298	33.6080	37	1,243.5	
2.5	4.25	2.35	202.35	0.0302	33.1432	12	397.7	
1.5	2.55	1.41	201.41	0.0306	32.6827	5	163.4	
					小計	378	13,350.4	0.6675

表-9 温度変動が重畳しない場合の疲労被害

気温 (°C)	温度変動 (°C)	σ_T (N/mm ²)	$\sigma_0 + \sigma_T$ (N/mm ²)	N_f ($\times 10^6$)	疲労被害 ($\times 10^6$)	頻度 ($\times 10^6$)	疲労被害 \times 頻度 ($\times 10^6$)	50 年間の 疲労被害
0	0	0.00	200.00	0.0313	32.0000	378	12,096.	0.6048

被害の増加は、表-6、7 の 50 年間の疲労被害の差であるから
疲労被害の増加=0.01387-0.00945=0.00442

となり、50 年間の疲労寿命の減少は、0.220 年となった。

以上のように、一定振幅の応力が作用する場合の疲労寿命は、温度応力が重なっても殆ど影響を受けないということがわかる。

4・2・2 過積載車両が混入している場合

実際の道路橋において、疲労被害の多くを与えるのは過積載のトラックであることが知られている⁽⁷⁾。過積載車両が通行するような場合、温度応力の重畳は疲労寿命にどのような影響を与えるのかについて検討する。応力範囲以外の条件は 4・2・1 と同じとする。

過積載車両が通過した時の応力範囲（以下、極大応力範囲と呼ぶ）に温度応力が重畳されるものとする⁽⁸⁾。温度応力が重畳される極大応力範囲は日々異なり、一定ではないが、ここでは G 等級の継手に 2×10^6 回基本疲労強度 $\sigma_m = 50\text{N/mm}^2$ の 4 倍の $\sigma_m = 200\text{N/mm}^2$ の応力範囲を生じさせる過

積載車両が通過したものとして疲労被害を計算した。計算手順は表-6、7 の場合と同じである。温度変動が重畳したことによる疲労被害の増加は、表-8、9 の 50 年間の疲労被害の差であり、

疲労被害の増加=0.6675-0.6048=0.0627

となり、50 年間の疲労寿命の減少は 2.951 年となった。極大応力範囲の大きさが疲労被害に及ぼす影響を評価するために、極大応力範囲をパラメータとして温度応力が重畳した時の疲労被害の増加を計算した。結果を表-10 に示す。極大応力範囲が大きくなると、温度応力の影響が大となるが、極大応力範囲の大きさを実際の橋梁で計測した小塩等は、全大型車両の 1 ないし 2 割の過積載車両によって疲労損傷度の 1/2 が生じていると報告している⁽⁷⁾。表-10 において、極大応力範囲による疲労被害が 0.5 となるのは、極大応力範囲が 187.7 N/mm^2 の時であり、これが概ね実橋の状態に相当するものと考えられる。この時の疲労被害は 1.0554 となり、約 5.5%の疲労被害の増大となり、疲労寿命の減少は 2.624 年となった。

表-10 極大応力範囲が変化した時の疲労被害

極大応力範囲	極大応力範囲による疲労被害	極大応力範囲による疲労被害 (温度応力重畳)	温度応力が重畳した場合 の疲労被害
50	0.0094	0.0139	1.0044
60	0.0163	0.0225	1.0062
70	0.0259	0.0342	1.0083
80	0.0387	0.0494	1.0107
90	0.0551	0.0685	1.0133
100	0.0756	0.0919	1.0163
110	0.1006	0.1202	1.0196
120	0.1306	0.1538	1.0232
130	0.1661	0.1932	1.0271
140	0.2074	0.2387	1.0313
150	0.2552	0.2909	1.0358
160	0.3097	0.3502	1.0406
170	0.3714	0.4171	1.0456
180	0.4409	0.4919	1.0510
187.7	0.5000	0.5554	1.0554
190	0.5185	0.5753	1.0567
200	0.6048	0.6675	1.0627

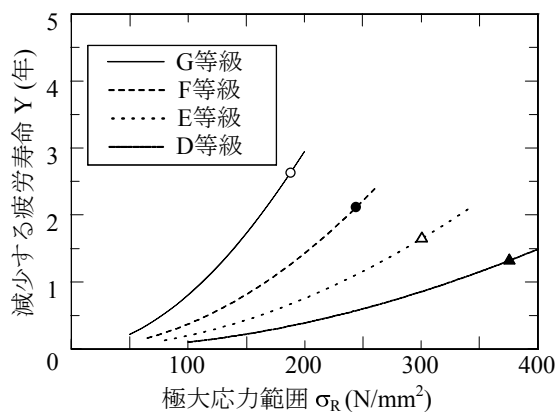


図-3 過積載荷重が作用した時の温度変化による疲労被害

図-3に構造部材がD,E,FおよびG等級の場合の過積載荷重が作用する時の疲労寿命の変化をまとめて示す。図中、過積載荷重による疲労被害が0.5となる点をシンボルで示しており、これが概ね最大の過積載荷重が作用する場合と考えられる。

一般に被補強部材の疲労等級が下がるほど温度応力の影響は大となるが、G等級で最大の過積載荷重が作用する場合でも約3年、6%程度であり疲労寿命におよぼす温度応力の影響は、無視することはできないが、静的応力の場合とは異なり比較的小さいと結論される。

5. まとめ

本研究では、CFRPで補強された軸方向力を受ける鋼部材に発生する温度応力の大きさを被補強部材の断面積、CFRPの断面積および温度変化をパラメータとして容易に計算できる式を提案した。更に欠食断面積が大きい時、これを補強するのに必要なCFRP断面積が大きくなると温度応力が大きくなり、補強が不可能となる領域があることを明らかにした。

次に等価断面積比 $\lambda=0.3$ でCFRP補強した、軸方向力を受ける鋼部材に温度応力が作用する時の疲労被害について検討した。東京都における気温変化パターンをベースにした温度応力が重畳した場合の疲労損傷度を計算した結果、作用荷重が一定の場合、疲労等級がG等級でも疲労被害の増加は0.44%以下であり殆ど影響が無いことを示した。実橋では過積載車両が作用し、これに温度応力が重畳した場合、疲労損傷度が増大する。この場合においても疲労等級がG等級で最大級の過積載荷重が作用する場合でも疲労損傷度の増加は6%以下に留まることを明らかにした。

参考文献

- (1) 土木学会複合構造委員会編；複合構造レポート05「FRP接着による鋼構造物の補修・補強技術の最先端」平成24年6月。
- (2) ICE design and practice guide, "FRP composite - life extension and strengthening of metallic structures", Thomas Telford, 2001.
- (3) 小西一郎、横尾義貴、成岡昌夫、丹羽義次；構造力学 第1巻、丸善1974.
- (4) 神薗卓海ほか；CFRP補強された引張り鋼部材の温度変化の影響，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，pp.861-862，2010年9月。

- (5) 岡本陽介ほか; 鋼部材を CFRP 補強することによる疲労寿命に及ぼす気温変化の影響, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, pp.865-866, 2010 年 9 月.
- (6) 日本鋼構造協会編; 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 2012 年 6 月.
- (7) 小塩達也ほか; BWIM による大型車両の実態調査と橋梁の疲労損傷度評価, 構造工学論文集, Vol.48A, pp. 1055-1062, 2002 年 3 月.
- (8) 並木宏徳ほか; 鋼桁の CFRP 補強において温度応力が過積載荷重に重畳した時の疲労寿命, 平成 25 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, I-20, 2013 年 6 月.