

信頼性理論を用いた鋼橋の疲労寿命評価

大阪大学 正会員 ○石川 敏之
大阪大学 正会員 大倉 一郎

1. はじめに

本研究では、著者が過去提案した疲労抵抗と疲労損傷累積というパラメータ¹⁾を用いて、信頼性理論に基づいて、都市高速道路の鋼橋主桁の疲労寿命を評価する。対象とする構造詳細は、図-1に示す外および内主桁ウェブの横桁下フランジ端である。都市高速道路の高架橋の応力実測から、安全性指標と経過時間の関係を与え、都市高速道路の主桁の疲労寿命の特性を明らかにする。

2. 安全性指標と疲労損傷累積の関係

(1) 疲労抵抗と疲労損傷累積

疲労抵抗 c は次式で定義される¹⁾。

$$c = N(\Delta\sigma)^3 \quad (1)$$

ここに、 $\Delta\sigma$ ：応力範囲， N ： $\Delta\sigma$ に対する疲労破壊までの繰返し回数。

図-2に示す試験体の疲労試験結果から式(1)を用いて c を計算する。帯板試験体では板の破断までの繰返し回数，桁試験体では付加板の端から発生した亀裂がウェブを貫通して裏面に現れたときの繰返し回数を式(1)の N に用いる。図-3に示すように、疲労抵抗 c は対数正規確率紙上で直線性を示すので、帯板試験体の破断までの繰返し回数は、桁試験体のウェブの裏面に亀裂が現れたときの繰返し回数と一致する。図-3より c は対数正規分布で表される。最小二乗法を適用して決定される λ_c と ξ_c の値を表-1に示す。

疲労損傷累積 q は次式で定義される¹⁾。

$$q = \sum_{i=1}^k n_i (\Delta\sigma_i)^3 \quad (2)$$

ここに、 $\Delta\sigma_i$ ：応力頻度の中の一つの応力範囲成分， n_i ： $\Delta\sigma_i$ の繰返し回数， k ： i の総数

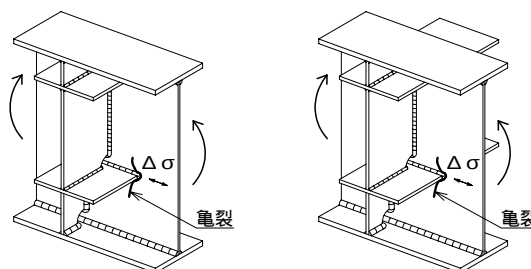
(2) 安全性指標と疲労損傷累積の関係

疲労抵抗 c と疲労損傷累積 q を用いて、疲労破壊が起こる条件は次式で与えられる。

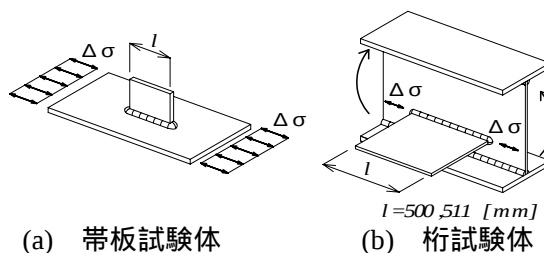
$$c < q \quad (3)$$

次章で述べるように、 q を確定量として扱うことができるので、 β と q の関係が次式で与えられる。

$$\beta = \lambda_c / \xi_c - 1 / \xi_c \cdot \ln q \quad (4)$$



(a) 外主桁 (b) 内主桁
図-1 横桁フランジ端の構造詳細



(a) 帯板試験体 (b) 桁試験体
図-2 試験体

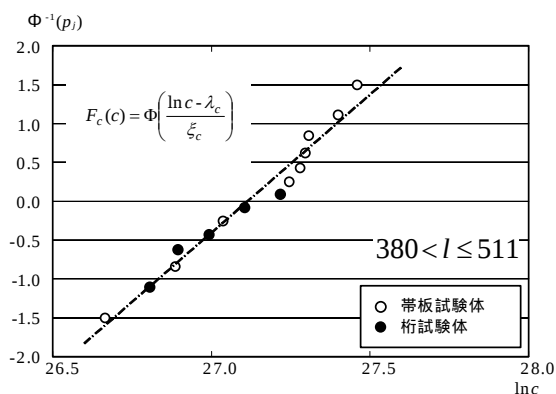


図-3 対数正規分布の確率紙にプロットされた c

表-1 λ_c と ξ_c の値

付加板の長さ[mm]	λ_c	ξ_c
$90 < l < 110$	28.165	0.3915
$380 < l \leq 511$	27.114	0.2814

キーワード 疲労寿命，信頼性理論，安全性指標，疲労抵抗，疲労損傷累積，応力実測

連絡先 〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1 大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻 TEL：06-6879-7618

3. 鋼橋主桁の疲労損傷累積

応力実測が行われた橋を図 - 4 に示す。この橋は、都市高速道路の高架橋であり、その形式は単純支持合成プレートガーダー橋である²⁾。応力実測は3ヶ月間行われた。合成断面に対して算出した応力分布を用いて、計測された主桁下フランジの応力を横桁下フランジ位置の応力に変換する。打切り限界 $\Delta\sigma_{vaf}=15\text{MPa}$ （疲労強度等級 G）より大きい応力範囲成分を式(2)に代入して得られる、横桁下フランジ端の疲労損傷累積 q と経過日数 t の関係を図 - 5 に示す。この図から q は経過日数 t に対して線形的に増加し、最後の日の q の値と原点とを結んだ直線から q はほとんど変動していないため、疲労損傷累積は確定量として扱うことができる。最後の日の q を応力実測が行われた日数で除した値、すなわち日平均疲労損傷累積 q_{ave} を表 - 2 に示す。 q_{ave} は主桁間で異なることが分かる。

4. 鋼主桁の疲労寿命評価

表 - 1 に示す λ_c と ξ_c の値を式(4)に代入して、主桁ウェブの横桁下フランジ端の β と t の関係として次式を得る。

$$\beta = 96.365 - 3.554 \ln(q_{ave} t) \quad (5)$$

表 - 2 の q_{ave} を式(5)に代入して得られる β と t の関係を図 - 6 に示す。 β と t の関係は主桁間で異なる。応力実測が行われた橋では、外主桁の疲労寿命は内主桁のおよそ半分である。

一般に、応力実測結果から次式を用いて既存橋梁の寿命が計算される。

$$t = c_a / q_{ave} \quad (6)$$

ここに、 $c_a = (\Delta\sigma_{200})^3 \times 2 \times 10^6$ 、 $\Delta\sigma_{200}$ ：200 万回許容疲労応力範囲。

式(6)から、疲労設計指針に規定される疲労強度等級 G に到達する主桁 G5 の疲労寿命は 149 年になる。それに対応する安全性指標は式(5)から $\beta_a = 3.09$ となり、このときの破壊確率 p_f は 0.001 である。

5. まとめ

- (1) 疲労損傷累積 q は確定量として扱うことができる。
- (2) 安全性指標と疲労寿命の関係を式(5)で与えた。安全性指標は、疲労寿命の対数に比例して低下する。
- (3) 主桁の疲労寿命は主桁間で異なる。
- (4) 疲労強度等級 G に到達する寿命に対する破壊確率は 0.1% である。

参考文献

- 1) 大倉、石川、渡辺：新しいパラメータを用いた道路橋の疲労信頼性評価、材料、第 47 巻、第 12 号、pp. 1233-1238, 1998.
- 2) 阪神高速道路公団：阪神高速道路 15 号堺線 - 鋼桁長期応力頻度データ / 車両重量・軸重データ, 1997.

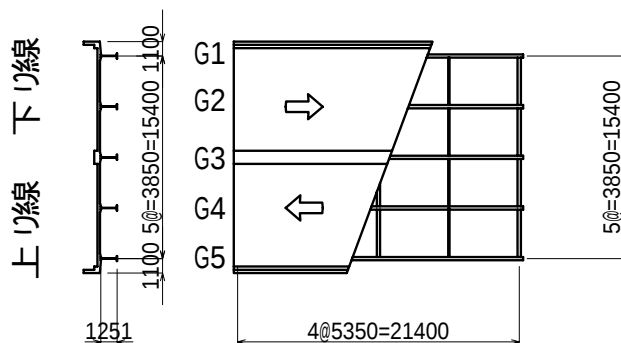


図 - 4 応力実測が行われた橋

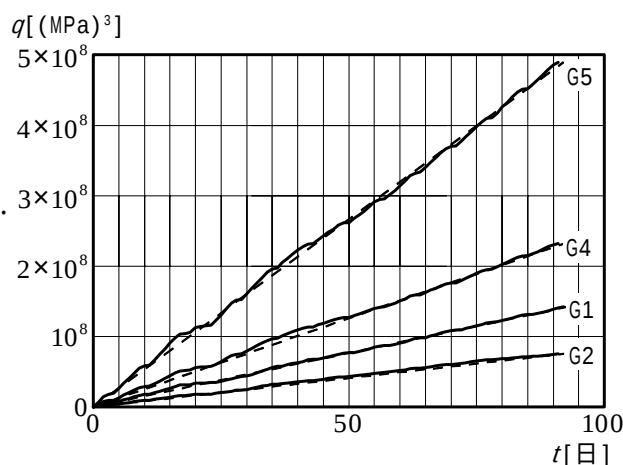


図 - 5 q と t の関係

表 - 2 日平均疲労損傷累積 q_{ave}

		$q_{ave} [(\text{MPa})^3/\text{日}]$
下り線	G1	1.28×10^6
	G2	6.10×10^5
上り線	G4	1.99×10^6
	G5	4.58×10^6

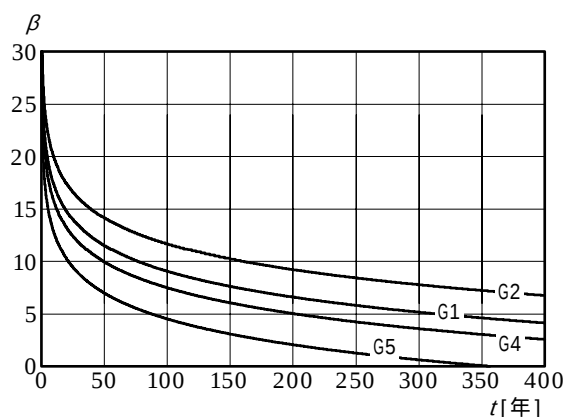


図 - 6 β と t の関係