

## 4章 ロングライフ橋梁のための疲労設計

### 4.1 はじめに

現在、橋梁の耐用年数は数10年から100年程度に設定されているが、その程度の耐用年数では、比較的近い将来に、架け替えや点検、検査、補修、補強などで膨大なメンテナンス上の負担を強いることになる。落橋は論外として、架替や大規模な補修・補強工事に伴う長期間の通行止め、交通規制による社会的な影響、あるいは供用中の橋梁に対する点検検査や補修補強の難しさを考え合わせれば、できるだけメンテナンスに手間のかからない構造物を初めから作っておくことが望ましい。また、メンテナンスミニマムをめざした結果、補剛材溶接部や二次部材接合部などの構造上の弱点を取り除くことによって構造の単純化すなわち製作時の省力化につながる可能性も充分考えられる。本章では、工学的な永久寿命として300年を想定し、鋼道路橋の疲労設計について、その基本的な考え方と応力照査方法を提案する。

### 4.2 疲労設計の基本的な考え方

近年、交通条件の厳しい一部の路線において、1960年代から70年代にかけて建設された橋梁を中心に疲労損傷が顕在化しつつある。これまでのところ、それらの損傷は床版のたわみによる桁の変形、腹板の面外変形、桁端切欠き部の応力集中、あるいは床組と主構との相対変位などによって生じる二次応力に起因するものがほとんどである。二次応力によって生じた疲労亀裂が直ちに構造物全体の崩壊に繋がるケースはほとんどなく、耐荷力上は十分な余裕がある場合が多い。また、もとより、二次応力は設計計算上無視されるのが普通であり、二次応力を精度よく求めること自体容易ではない。したがって、二次応力による疲労に対しては、部材の相対変位（あるいはその拘束）を減らし、構造的な切欠きを残さないなど、できるだけ二次応力が生じないような構造を採用することで対処することとする。

一方、これまで一次応力による疲労損傷事例はほとんど報告されていないが、溶接構造が本格的に採り入れられ高速道路網が整備されはじめてから高々30年程度しか経過していないことや、一次応力による疲労寿命の大半が検出困難な微小な亀裂の長期（低速）進展過程で占められることを考えれば、今後、供用年数の増加に伴い、一次応力による疲労損傷が現れてくる可能性は否定できない。一次応力による疲労損傷は橋梁全体の崩壊につながる極めて危険性の高いものであるから、まず第一にこれを防がなければならない。したがって、一次応力に対しては応力照査を行い、十分な疲労寿命を確保することを疲労設計の基本とする。

### 4.3 疲労寿命評価の前提

疲労寿命を評価する上で重要なものは、外力の大きさと頻度、それらによって生じる応力の変動範囲と繰返し回数、そして対象とする部材の強度（S-N曲線）である。これら

の内、部材（継手）の強度は日本鋼構造協会(JSSC)疲労設計指針および実物大のディテールを用いた長寿命疲労実験結果が与えている。道路橋の場合には、外力すなわち活荷重の大きさと頻度、およびそれによって生じる応力範囲の推定が特に重要となる。

まず、活荷重の大きさであるが、今後 300年の変化を推定できる手段はない。社会構造の変化、自動車そのものの変化、法規制の問題などにより、疲労に大きな影響を及ぼす大型車の動向は大きく左右される。ここでは、安全側ということで 300年間に活荷重が倍増するケースを想定し、その間の平均値として現状の活荷重レベルの 5 割増すなわち 1.5倍を仮定する。また、大型車の台数については、架橋地点によりさらに大きな違いがあるため、一日一車線当たり 100台～5000台を想定した。実測値としては、高速道、一般道ともに5000台前後という報告がある。

活荷重によって実際に橋梁に生じる応力は設計計算応力に比べて小さい場合が多く、比較的応力が大きい領域では、両者の比は 0.6～0.8 程度といわれている。既設橋梁が対象であれば応力測定により比の値を設定することが可能であるが、ここでは新設橋梁が対象で実測が不可能なことから、将来的にはよりシンプルな構造の方向に向かうと考え、その比（設計計算応力補正係数）を 1.0に設定した。

#### 4.4 疲労照査法

一次応力に対する疲労照査は、基本的にはJSSC指針の設計例と同様に 1 台の大型車モデルが橋梁上を通過する際に生じる応力の変動範囲に対して行うものとし、最大応力範囲と疲労限による最大応力照査、および等価応力範囲と時間強度による等価応力照査の二段階とする。1 台の大型車モデルの橋梁上の走行位置は、照査対象部材に最も厳しい断面力が生じる位置（例えば着目する主桁の直上）とする。

##### (1) 最大応力照査

継手位置において設計寿命期間中に予想される最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$  に対し、式(1) の関係を満たせば、無限の疲労寿命が保証される。

$$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i \cdot \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t \quad \text{----(1)}$$

ここに、 $\gamma_b$ 、 $\gamma_w$ 、 $\gamma_i$  はそれぞれ冗長度、重要度、検査に関する安全係数、 $\Delta\sigma_{ce}$  は一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界（疲労限）、 $C_R$  と  $C_t$  はそれぞれ平均応力、および板厚の影響を補正する係数である。

最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max}$  を生じる最大荷重として（T荷重×荷重係数）を想定すれば、T荷重 1組によって生じる応力範囲 $\Delta\sigma_T$  を基準として、 $\Delta\sigma_{max}$  は式(2) のように表すことができる。

$$\Delta\sigma_{max} = 6.0 \cdot 1.5 \cdot (1+i) \cdot \alpha \cdot \Delta\sigma_T \quad \text{----(2)}$$

ここに、 $i$  は衝撃係数、 $\alpha$  は設計計算応力補正係数（前出、1.0）。荷重係数として、現状に対し6.0、300年に対する余裕として 4.3節で述べたように 1.5を用いている。現状に対する荷重係数6.0 は、実際の交通荷重によって生じる応力範囲の最大値と 20tf車 1台走行時に生じる応力範囲の比を考慮して設定した。なお、 $\sigma_{max}$  は必ずしも 1台の大型車によって生じているとは限らず、したがって20tf×6.0=120tfの重量の車両が

実際に走行していることを示すものではない。6.0 には、車両の重量特性のほかに、複数車両の同時載荷の影響などが含まれているものと考えられる。なお、1台の車両の最大重量としては、一般道、高速道ともに路線によって60～90tfという測定結果がある。

## (2) 等価応力照査

前項の疲労限照査でアウトになった場合、即ち疲労寿命が有限と判定された場合には、等価応力範囲 $\Delta\sigma_{e,q}$ を用いて以下の疲労照査を行う。

$$\gamma_b \cdot \gamma_w \cdot \gamma_i \cdot \Delta\sigma_{e,q} \leq \{C_0 / (365 \cdot \text{ADTT} \cdot L)\}^{1/m} \cdot C_R \cdot C_t \quad \dots (3)$$

ここに、 $\gamma_b$ 、 $\gamma_w$ 、 $\gamma_i$ 、 $C_R$ 、 $C_t$  は式(1)と同様であり、 $C_0$ ：疲労設計曲線の定数(=2×10<sup>6</sup>・ $\Delta\sigma_f^m$ )、 $\Delta\sigma_f$ ：2×10<sup>6</sup>回基本許容応力範囲、 $m$ ：疲労設計曲線の傾き、ADTT：1車線あたりの日平均大型車交通量、 $L$ ：設計寿命年数(300年)である。

等価応力範囲 $\Delta\sigma_{e,q}$ を生じる代表荷重として、等価大型車を用いる。等価大型車の重量 $W_{e,q}$ は、実際の交通荷重で生じる複数車両の同時載荷の影響などを考慮した代表的な大型車1台の重量として、式(4)で表される。

$$W_{e,q} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_\phi \cdot W_{RMC} \quad \dots (4)$$

ここに、 $k_1$ ：車線内の複数車両の影響を表す係数、 $k_2$ ：隣接車線の影響を表す係数、 $k_\phi$ ：主桁間の荷重分配の影響を考慮した $k_2$ の低減係数、 $W_{RMC}$ ：大型車の重量分布のRoot-Mean-Cube。 $W_{RMC}$ については、一般道、高速道ともに幾つかの路線で20tfを越える値が報告されており、それらの最大値が24tf程度であることから現状で25tfと考え、300年に対する余裕をみて30tfと仮定する。 $k_1$ および $k_2$ については主桁のスパン $L$ (m)に対して式(5)および(6)、また $k_\phi$ については荷重分配係数比 $\phi$ に対して式(7)の関係式が提案されている。なお、 $k_\phi = 1.0$ と仮定することで、 $k_\phi$ による $k_2$ の低減を省略することもできる。

$$k_1 = \begin{cases} 1.00 & (0 < L \leq 30) \\ 0.0015 \times L + 0.955 & (30 \leq L \leq 200) \end{cases} \quad \dots (5)$$

$$k_2 = \begin{cases} 0.001 \times L + 1.10 & (0 < L \leq 100) \\ 1.20 & (100 \leq L \leq 200) \end{cases} \quad \dots (6)$$

$$k_\phi = (2\phi - \phi^2)(1 - 1/k_2) + 1/k_2 \quad \dots (7)$$

荷重分配係数比 $\phi$ は、照査対象の桁について遠い方の車線に対する荷重分配係数と近い方の車線に対する荷重分配係数との比で定義される。 $\phi = 1.0$ の場合には $k_\phi = 1.0$ 即ち低減なしの最も厳しい条件となり、 $\phi = 0.0$ の場合には $k_\phi = 1/k_2$ 即ち $k_2 \cdot k_\phi = 1.0$ で隣接車線の影響がない最も緩い条件となる。

$\Delta\sigma_{e,q}$ は、 $W_{e,q}$ 、および $T$ 荷重1組によって生じる応力範囲 $\Delta\sigma_T$ を用いて、式(8)のように表すことができる。

$$\Delta\sigma_{e,q} = (W_{e,q}/20) \cdot (1+i/2) \cdot \alpha \cdot \Delta\sigma_T \quad \dots (8)$$

ここに、 $i$ および $\alpha$ は式(2)と同様。ただし、等価大型車重量が交通荷重の平均的な代表値であることに対応させ、衝撃係数についても、実測値が平均的には設計値の1/2程度であるという報告を参考に1/2に低減している。

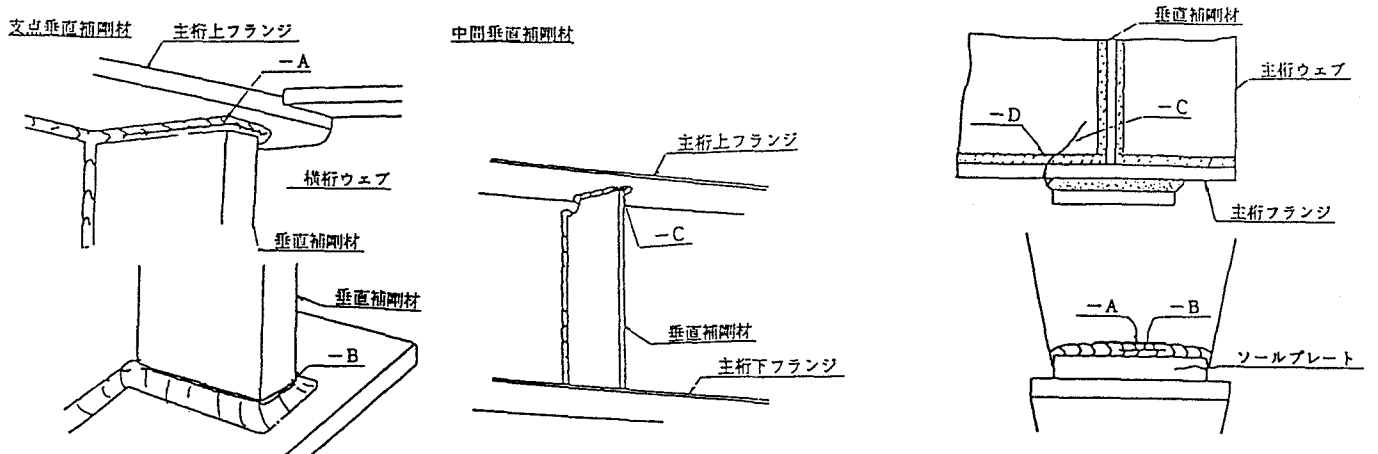
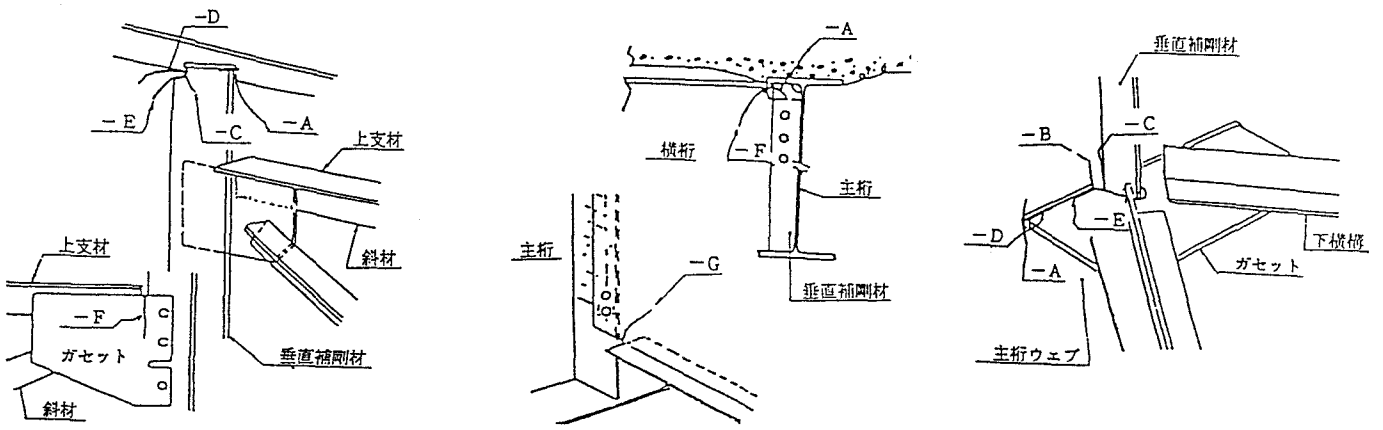
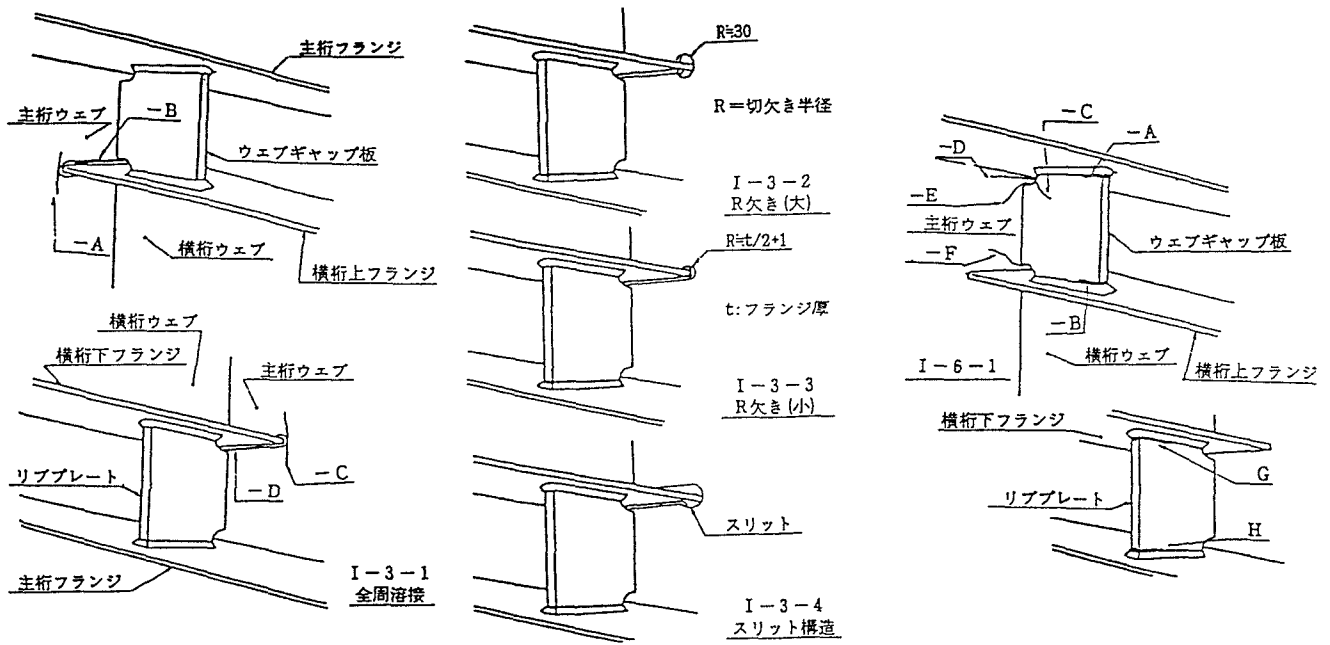


図-4. 1 I桁橋における疲労亀裂の発生例 (首都高速道路公団)