

## II-7 鉄道橋の実効荷重と疲労設計

東京都立大学 伊藤文人

### 1. はじめに

鉄道橋の実効活荷重は、道路橋などにくらべて標準設計活荷重に近い大きな値のものが常時頻繁に作用するので、鉄道橋の部材を設計するにあたって疲労の問題を考慮する必要がある。このことは古くから知られていたところであるが、溶接構造が用いられるようになってから、とりわけその重要性が高められた。良く知られているとおり、鉄道橋の設計標準では種々の継ぎを5つのクラスにわけ、それぞれに疲労許容応力度を定めている。

しかし、最近 F. P. Drew も指摘しているとおり、鉄道橋の部材に生じる実効応力の頻度分布は橋梁の支間と車両の軸距に深い関係を持つことが知られてきた。<sup>1)2)</sup> このことは機関車牽引を主体とする既往の鉄道と、荷重の分散している電車を主体とする鉄道とでは、幾らか考え方をあらためる必要のあることを意味するように思われた。そして現在国鉄の新幹線では疲労寿命を考えに入れた新しい概念を採り入れ、在来線とは多少異なつた許容応力度のシステムを用いている。<sup>3)</sup>

ここではその考え方の基礎を紹介し、幾つかの事項について多少の説明を加える。

### 2. 鉄道橋の実効列車荷重

列車の通過にともなう橋梁部材の時間的応力変動経過は、静的な計算から求めることのできる静的波形と、動的な影響による振動波形の和と見なすことができるが、主部材では一般に後者は振幅が静的最大値にくらべて小さく、多くの場合その  $1/3$  以下である。そこで、もし  $S-N$  曲線が

$$\log S = \log C - k \log N \quad (1)$$

の形であらわされるものとする、静的応力  $S_s$  と動的応力  $S_d$  の疲労被害  $D_s$  と  $D_d$  の比は

$$\frac{D_d}{D_s} = \left( \frac{S_d}{S_s} \right)^{1/k} \quad (2)$$

であらわされる。 $k$  の値は普通  $0.2$  程度であるから、 $S_d/S_s < 1/3$  なら  $D_d/D_s < 0.004$  となる。すなわち動的な影響は静的波形にくらべて極めて小さく、疲労に着目する限り主部材では静的波形の影響が支配的であると考えなければならない。

単純支持桁の曲げモーメント影響線を用いて種々の車軸配置を持つ列車が通過するときの静的波形を計算して見れば容易にわかるように、静的波形の山と谷の現われ方は橋梁支間と車軸配置に大きく支配され<sup>2)3)4)</sup>、一般に支間の短いほど、軸距の大きいほど応力変動波の繰返し回数が多くなる傾向が認められる。通常の列車速度の範囲内では、振動波形の影響は最大応力範囲を大きくするが、主部材では繰返し数についてはあまり大きくない。したがって、最大応力範囲には動的影響を含んだ値を考え、応力の繰返し数については静的波形だけで計算しても大差がないのである。

2軸ボギー台車を持つ電車列車について計算して見ると、支間がボギー固定軸距より短いと繰り

返し数は車軸数に一致し、車両連結部がギー台車中心間隔と支間が一致するあたりではギー台車の数に、車体の台車による支持間隔と支間が同程度では車両数とほぼ一致する。支間が車体長さを越え  
ると、繰返し数はほとんど列車数にひとしくなる。その間では必ずしも谷の底が同じ値にならないので、疲労被害が同じ値になるように換算した繰返し数(等価繰返し数)を用いることにすれば、  
等価繰返し数は一定の列車に対して支間の連続1個関数になる。

機関車牽引の列車では、機関車の軸重が他の車両の軸重にくらべて大きいので、ほとんどの支間で  
等価繰返し数はほとんど列車数またはその2倍程度にとどまる。なお短支間橋では、レール等による荷  
重の分散効果のために、実測波形から求めた等価繰返し数は計算値よりかなり小さい事が知られている。

### 3. 等価繰返し数

変動荷重を受ける部材の疲労寿命の推定法には古くから多くの提案があるが、最も実用的であるの  
は直線累積被害法則が成り立つと仮定する方法である。もし疲労に関するS-N曲線が式(1)であらわ  
され、定数Cおよび $R$ が応力比 $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ の関数であるならば、1列車の通過中における最大応  
力範囲を $S_0$ 、他の応力範囲を $S_i$  ( $i=1, 2, \dots$ )とし、それぞれに対して $C_i$ 、 $R_i$ が知られていれば、等価  
繰返し数 $n_e$ は $S_i$ の生じた回数を $n_i$ として

$$n_e = \sum_{i=0} n_i \left[ \frac{S_i}{C_i} \right]^{1/R_i} \left[ \frac{C_0}{S_0} \right]^{1/R_0} \quad (3)$$

であたえられる。もし平均応力の影響を無視することになれば式(3)は

$$n_e = \sum_{i=0} n_i \left[ \frac{S_i}{S_0} \right]^{1/R} \quad (4)$$

となる。あらかじめCおよび $R$ の関数形を定めておくことができれば、電子計算機に式(3)の計算を  
実行させることに大した困難は無い。この関数形を決めるための資料は充分とは言えないが、必要な  
ら $R$ を定数とし、Cは耐久限度線図から決めることにすれば近似的には差し支えないであろう。しか  
し多くの場合、応力比が正の範囲で引張部材の疲労強度におよぼす平均応力の影響は比較的小さいか  
ら、実用上は式(4)で充分であろう。またそのようにすれば疲労設計に死荷重の影響を考慮する煩わ  
しさを避けることができる。

問題はむしろ実測波形を頻度解析する方法にある。J. G. Whitman と D. Webber も指摘しているとおり  
使う方法によって同じ原波形から得られる応力頻度分布に差が生じる<sup>5)</sup>。したがって実測荷重による疲  
労寿命推定法の妥当性については、用いられた頻度解析法の適否を除外して考えることはできない。  
実は実測波形がいわゆる「両振り変動波形」であれば、これまで知られている<sup>2)</sup>の方法を用いても結  
果の差がほとんど無いので、その場合にはこの問題が重要でなくなる。しかし鐵道橋の主部材に生じ  
る応力波形は、どう見てもランダムな両振り変動波の範疇に入るものではなく、したがって頻度解析  
法の選択は結果に無視できない影響を持つ。疲労寿命を推定するという目的と、式(1)であらわされ  
る疲労強度の特性から考えると、合目的な頻度解析法は少なくとも大きな応力変動範囲を正しく捕  
えらるるものでなければならない。その意味で「応力範囲計数法」、「雨だれ法(雨水流下法)」な  
どが良いと考えられる。” A. R. Stefanik と W. H. Munse は、実験的にも雨だれ法が他にくらべて良い結果

を示すことを、最近報告している<sup>6)</sup>。

なお、実効応力波形に現われる極大値と極小値をその発生順に並べた数列を用いれば、電子計算機によつて応力範囲計数法や雨だれ法と同等な強度解析結果を求めることが容易であり、またこの場合には平均応力の影響を考慮してすべての変動範囲を例えば片振りに換算して整理することもできる。

#### 4. 異種列車の混在する場合の耐用年数

前項の方法で求められた1列車当りの等価繰返数は、その列車による最大応力範囲と組になつてゐるが、列車の種別が幾通りもある時は、 $j$ 番目の列車についての最大応力範囲  $S_{0j}$  および等価繰返数  $n_{ej}$  はそれぞれ他の列車とは異なる値を持つてゐよう。それらをそのままにしておいたのでは不便であるから、すべて標準設計活荷重による設計上の計算応力変動範囲に換算してやるのが良い。すなわち、設計活荷重による静的最大応力(範囲)を  $S_{ps}$ 、設計衝撃率を  $i_p$  とすれば、設計最大応力範囲  $S_p$  は

$$S_p = S_{ps}(1 + i_p) \quad (5)$$

である。これに対し、衝撃を含む実効列車による最大応力範囲は  $S_{0j}$  であるから、 $j$ 番目の列車の年間通過本数を  $n_{tj}$  とすれば、 $S_p$  に換算した1年当りの等価繰返数  $n_d$  は

$$n_d = \sum_{j=1} \left( \frac{S_{0j}}{S_p} \right)^{1/k} n_{ej} n_{tj} \quad (6)$$

になる。したがつて、応力  $S_p$  のみの繰返しによる疲労寿命  $N_p$  から、推定される耐用年数  $T$  は

$$T = \frac{N_p}{n_d} = \frac{1}{n_d} \left( \frac{C_p}{S_p} \right)^{1/k} \quad (7)$$

で与えられる。したがつて始めに所要耐用年数  $T$  が与えられていれば許容応力範囲は

$$S_p \leq \frac{C_p}{(T n_d)^k} = \bar{S} \left( \frac{2 \times 10^6}{T n_d} \right)^k \quad (8)$$

となるように決めておけば良い。ここに  $\bar{S}$  は丁度  $2 \times 10^6$  回で疲労寿命に達するような応力度である。従来鉄道橋の疲労許容応力度は上式の  $\bar{S}$  を基準にして定められていたので、それと同等な安全率を持たせるものとするれば、従来の許容応力度を  $\sigma_{fa}$ 、疲労寿命を考慮した許容応力度を  $\sigma_{fa}^*$  として

$$\sigma_{fa}^* = \left[ \frac{2 \times 10^6}{T n_d} \right]^k \sigma_{fa} = \alpha \sigma_{fa} \quad (9)$$

とすれば良いことになる。国鉄の全国新幹線網建造物設計標準においては  $N$  荷重を基準にして上記の係数  $\alpha$  を定める方式を採用している<sup>3)</sup>。

トラス部材では部材力の変動範囲  $P$  が与えられれば、式(9)は所要断面積  $A_f$  を与える式

$$A_f \geq \left[ \frac{T n_d}{2 \times 10^6} \right]^k \frac{P}{\sigma_{fa}^*} = \frac{1}{\alpha} \frac{P}{\sigma_{fa}} \quad (10)$$

と同等であつて、場合によつてはこの式(10)の方が設計上便利なこともあるであらう。本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会では式(11)を用い、係数  $1/\alpha$  を「断面積割り増し率」と呼んでいる<sup>7)</sup>。

## 5. 耐用年数の推定に関する二・三の問題点

これまで述べてきた方法によつて実効列車荷重による応力変動波形から、一応疲労寿命の推定が可能であり、また遂に所要の寿命を持つ鉄道橋の疲労設計ができるわけである。しかし推定された寿命は以下に述べるような要因に影響されており、かなりのバラツキを持つものであるから、実際にこれを用いる場合に注意する必要がある。

### (イ) S-N曲線のバラツキ

一般に疲労強度はバラツキが大きく、これを無視する訳にゆかない。疲労寿命のバラツキは一般に Weibull 分布に従うと言われているが、そのバラツキの影響は耐用年数  $T$  のバラツキの要因の一つである。例えば当初用いる S-N 線図に 50% 非破壊確率の線図をすべての応力範囲に採用し、他の要因による偏りが無いとすれば、得られた  $T$  は多分 50% 非破壊確率寿命であろうが、それだけでは知識として不十分であろう。始め 95% 非破壊確率の S-N 曲線を用いて得られる  $T$  の非破壊確率がやはり 95% であると言う保証は必ずしも得られると限らないように思われる。この辺を明らかにするのは将来の問題である。

### (ロ) S-N曲線の形状

普通 S-N 曲線は疲労試験片の「破断」で整理されているが、最近では「キレツ発生」で整理されたものを使うべきだと言う考えがある。また実験的にも定応力疲労試験であられる疲労限度は無視した方がよいと言われているが、疲労限度以下の S-N 曲線の取り扱い方についてはまだ問題が無いわけではない。実際、鉄道橋に生じる応力変動の大部分はこの領域にあるので、重要な問題である。

### (ハ)速度の影響

プレートガーダーの実測波形から得られた等価繰返し数はあまり速度による影響を示さなかったが、特殊な構造や部材では共振によると思われる等価繰返し数の速度依存性が見受けられた例がある<sup>2)</sup>。これまで知られている範囲ではこの影響が極端に大きい訳では無いが、将来超高速鉄道の建設が具体化する場合には、注意する必要がある。

### (ニ)軸重のバラツキ

新幹線にこだま号の乗車効率が対数正規分布に従うと見なせること<sup>4)</sup>から知られるように、同一形式の列車でも軸重は一定で無い。これは  $S_0$  のバラツキになつてあらわれるが、式(6)から判るように、いきなり  $S_0$  の平均値を用いるのは正しくない。むしろ  $(S_0)^{1/k}$  の平均値を使う方が正しく、また理論的には  $M_{eq}$  のバラツキを同時に考慮してやるべきものである。

### (ホ)列車編成のバラツキ

在来線の電車では、同種のものでも編成両数や編成に用いる車両形式が必ずしも一様でないことがある。この影響は短支間橋梁にあらわれ、 $S_0$  および  $m_e$  のバラツキの原因になる。量的にはあまり大きくないから設計上は多少安全側に見込んでおけばカバーできるが、東海道新幹線のように営業開始後に予定以上の長大編成に変更することは、電車専用線では明らかに疲労寿命に影響する可能性があることを承知しているべきであろう。

### (ヘ)列車の数と混合割り合い

そもそも寿命中の列車形式、列車数およびその混合割り合いは予測の問題であり、しかも橋梁では

きわめて長期の予測を必要とするから、必然的にかなり不確実にならざるを得ない。したがって多少安全側に見ることの必要性は否定できないが、推定結果におよぼす影響が大きいので、なるべく精度の高い予測方法の得られることが望ましい。

### (ト) 二次部材

二次部材は構造上活荷重による応力はあまり大きくないと見なされる。多くの場合この事は静的に正しいが、時々動的には正しくなくなる。すなわち静的波形的の変動が極めて小さいのに、振動はかなりの場合がある。この場合は主部材について述べた始めの仮定がまったく成り立たないので、静的な計算から等価繰返数を推定することは無意味であり、現在のところ、列車の走行によつて個々の部材に生じる振動を正確に把握する解析法が見当らないので、実測によるしか無いように思われる。一般に二次部材の損傷は橋梁に致命的な結果を与えないと考えられるが、床組部材の連結部などでは応力的に上記の意味で二次部材と類似した部分もあるので、そのような位置については注意しなければならないであろう。

## 6. 複線橋梁

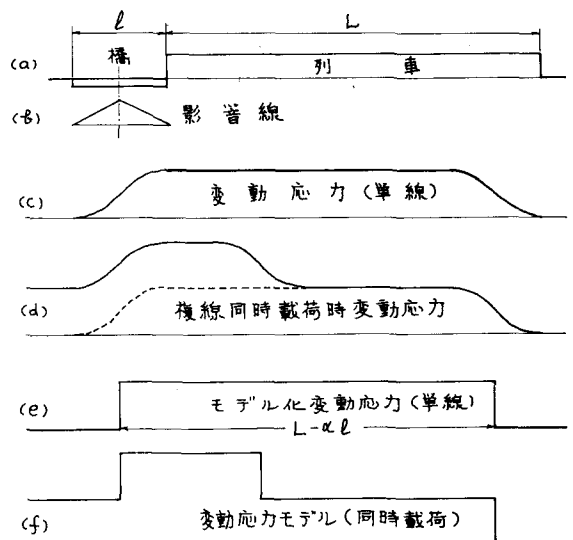
これまで述べてきたことは単線橋梁であることを暗黙に前提としていたが、複線橋梁では上下線の列車が同時に問題の橋梁に載る可能性を考えなければならない。

いま仮に列車の通過時刻がまったくランダムであるとし、支間は1車両長より長く等価繰返数は1と見なして良いものとする。列車は電車編成で近似的に等分布荷重と見なせるものと考えよう。列車長を $L$ 、支間を $l$ とする〔図(a)〕。この時図(b)のような影響線に対して単線のための載荷では図(c)のような応力変動波形になるが、その通過中に反対側車線にも列車が入ると応力は重ね合わされて図(d)の実線のようにになる。すなわち最大応力範囲が片線載荷のときより大きくなるが、等価繰返数は1のままである。この特性を簡単のために図(e)および図(f)のようにモデル化することにしよう。重なりが少ない時には応力の最大値は充分に大きくはならないのでモデル化した応力持続区間長は $\beta$ を0から1の間の適当な定数として $(1-\beta)l$ とすれば良いのであるが、ここでは安全側に簡単化して $\beta=0$ としておく。

列車の速度を $v$ とすれば、単線載荷で応力が持続している時間 $t$ は

$$t = \frac{L}{v} \quad (12)$$

である。いま、線路1の1日当り列車回数 $n_1$ 、通過時間 $t_1$ 、1日中の営業運転時間を $T_1$



応力変動波形のモデル化

とすると、時間 $T_c$ の間橋梁上に列車が存在する時間は、線路1については $(n_1 t_1)$ である。

ここで線路2に通過時間 $t_2$ の列車をまったくランダムに1本通すと、それが線路1の列車と同時に載荷を起す確率 $p(1)$ は

$$p(1) = \frac{n_1(t_1 + t_2)}{T_c} \quad (13)$$

である。さらに線路2に同種の列車を通過させるものとする、その列車は $n_1$ の列車と同時に同じ場所に居ることができないので当然それが線路1の列車と同時に載荷を起す確率は違ってくる。しかし $T_c$ にくらべて $t_1$ および $t_2$ が充分に小さい場合には、線路2を通過する列車数を1日当り $n_2$ 本としたとき、同時載荷を生じる回数の期待値 $n^*(n_1, n_2)$ は

$$n^*(n_1, n_2) = \frac{n_1 n_2 (t_1 + t_2)}{T_c} \quad (14)$$

になる。したがって疲労寿命の推定には線路1の単線載荷 $(n_1 - n^*)$ 回、線路2の単線載荷 $(n_2 - n^*)$ 本、同時載荷 $n^*$ 本の3種類があるものとして計算すれば良い。例えば $L_1 = L_2 = 200 \text{ m}$ ,  $v_1 = v_2 = 100 \text{ km/h}$ ,  $n_1 = n_2 = 200$ ,  $T_c = 20$ 時間として計算すると $n^* = 0.125$ 本となる。

この計算は列車運転ダイヤがまったくランダムであると仮定した点で、運転時分の正確さを誇るわが国の実情から遠いものとも考えられよう。事実、運悪く列車がダイヤの上ですれ違う位置にあると考へて行なった計算では、上と類似した条件で片側線路通過列車の半数以上が橋梁上で反対側の列車とすれ違うと言う結果が得られている<sup>8)</sup>。しかし、これはその位置以外の橋梁上ですれ違いの生じる可能性が絶無に近いことになり、問題は当面の橋梁上ですれ違うようなダイヤを組まれる確率になる。現実には橋梁の寿命から見てダイヤ改正の回数も少くないので、上記の程度の仮定で考へていて良いように思われる。

## 7. あとがき

鉄道橋の実効列車荷重と、それを考慮した疲労設計の現在の基礎知識を紹介し、あわせてその中に含まれている二・三の問題について述べた。今後さらに合理化される余地は少なくない。

## 8. 参考文献

- 1) F. P. Drew: Proc. A.S.C.E., ST12, Dec., 1968, pp. 2713/2724.
- 2) 伊藤: 鉄道技術研究報告, No. 676, 1969年, 4月.
- 3) 伊藤, 近藤, 阿部: 構造物設計資料, No. 32, 1972-12, pp. 1344/1348
- 4) 伊藤, 田島: JSSC, Vol. 5, No. 43, 1969, pp. 3/12
- 5) Whitman, Webber: Proc. Conf. Welded Structures, Welding Inst. Vol. 2, 1971, pp. 321/327
- 6) Stefaniuk, Munse: Dept. Civil Engg., Univ. Illinois, May 1975
- 7) 土木学会: 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書, 別冊2, 昭和49年3月
- 8) 伊藤: 鉄道技術研究所速報, No. 70-12, 昭和45年2月