

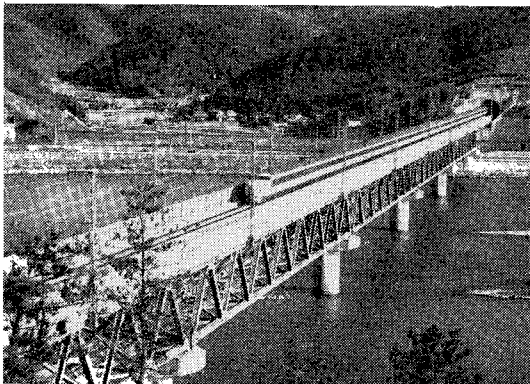
委員会報告

鋼 鉄 道 橋 設 計 標 準 の 改 訂

REVISION OF STANDARD FOR DESIGN OF STEEL RAILWAY BRIDGES

阿 部 英 彦*・谷 口 紀 久**

By Hidehiko ABE and Norihisa TANIGUCHI



1. 概 要

(1) 鋼鉄道橋設計示方書の歴史と現体系

わが国の鋼鉄道橋の設計示方書が現行のような建造物設計標準の鋼鉄道橋編という形態になったのは昭和 45 年で、まだそう古いことではないが、わが国の鉄道橋の設計示方書の歴史^{1),2)}そのものは明治 5 年の鉄道の開業とともに始まったといえる。もともと、初期には橋梁そのものが輸入されていたと同様、設計示方書も外来のものであったし、明治 40 年以前は幹線の多くに民間鉄道があったので、設計示方書も統一のとれたものではなかった。

わが国で初めて鋼鉄道橋の設計示方書が制定されたのは明治 45 年といわれているが、それもアメリカの AREA 示方書の翻案に近いものであったが、その影響はその後も長らく続いていた。その後、数次の改訂をみ

* 正会員 工博 国鉄構造物設計事務所所長
(〒151 渋谷区代々木 2-2-6)

** 正会員 国鉄構造物設計事務所主任技師 (同上)

て今日に至っているが、特に昭和 39 年に国鉄の規格体系が大きく改革されたのに伴い、鋼鉄道橋の設計示方書も整理され、45 年に装いを新たにした。すなわち、それまでに高張力鋼や溶接の鉄道橋が始め、そのためにのおおの別個の設計示方書が制定されていたが、これらも統合されてすっきりした形になった。現行の建造物設計標準がその体系であるが、その中には鋼鉄道橋とともに合成桁、鉄筋コンクリート構造物、PC 橋、基礎構造物、擁壁などを扱う各編がある。

なお、製作示方書は設計示方書と表裏一体をなすものであり、特に溶接構造では設計示方書に採用された許容応力はあくまでも該当する製作示方書に従って作られていることが前提となっている。製作示方書も設計示方書と同様の長い歴史を有するが、昭和 38 年に JRS という鉄道関係の JIS に相当する物品規格の体系が制定され、現在は JRS 05000-1 (鋼鉄道橋) が製作方法を規定し、JRS 65000-6 (橋桁類品質管理要求事項) および 99000-1 (品質管理要求共通事項) により橋梁工場における品質管理の審査方法を規定して鉄道橋の品質の確保に努めている。

(2) 主な改訂点と報告項目

前回の改訂は昭和 49 年であったが、その後、材料、設計理論、計算機などが発達し、荷重の実状も変わってきたことなどの理由で今回、改訂することになった。また、近頃特に経済性が厳しく問われるようになったので、所要の安全性の確保は当然ながら、経済性をより強く指向することを基調とした。

主な改訂項目を拾うと、① 別個の示方書によっていた新幹線関係の組入れ、② 衝撃値やたわみ制限値、③ 許容応力、④ 耐震性、⑤ 騒音対策、等である。

しかし鉄道橋の示方書は元来、世間あまり知られて

いないので、本報告においては前回の示方書との相違点を詳しく述べるより、むしろ道路橋に対して鉄道橋に特有な点を取り上げ、その考え方を主として述べることにする。

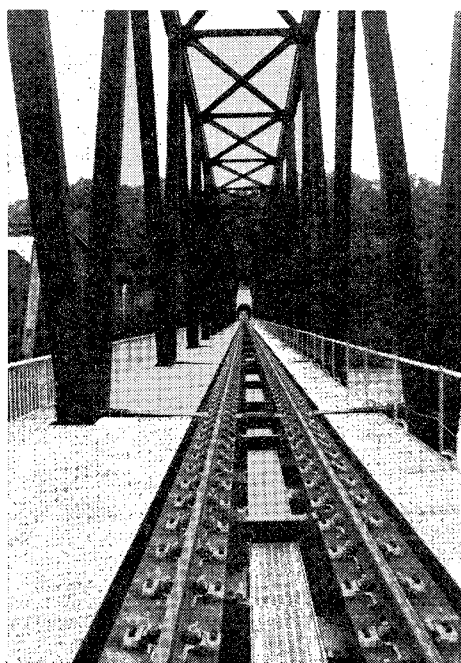
すなわち、① 列車荷重、② 列車の橋梁に及ぼす動的効果（衝撃）、③ ロングレールによる影響、④ 許容応力度、特に繰り返しの効果を考慮するもの、⑤ 列車の走行性に影響するたわみ制限、⑥ 騒音に対する配慮などを取り上げることにする。

（3）道路橋との対比

道路橋に比べて特徴は基本的には鉄道橋は線路を支え、その上を列車が通るということである。したがって通過する列車荷重とこれが載る線路の構造とが橋梁構造に直接影響を与える。一般の線路は駅のプラットホームの上から、あるいは踏切りなどで日頃、みることができ



写真一 無道床式橋梁（枕木軌道）



写真二 無道床式橋梁（直結軌道）



写真三 有道床式橋梁

るが、橋の上の線路については道路橋と違って一般にはあまり目に触れないので、次に橋梁上の線路構造について簡単に説明する。

写真一および二に示すものはともに無道床式とよばれる構造で道床砂利がない。写真一の方は枕木を縦桁上に直接載せ、その上にレールを締結した構造で、従来から最も多く使われてきた。写真二の方はレールを直接、縦桁上に締結した構造で比較的近年に開発された。この構造はしっかりしており、保守の手間が少ないので、写真一に示す従来の形式に代わって盛んに使用されるようになった。しかしいずれも騒音は大きいので、騒音があまり問題とならない所で採用される。

写真三に示すものは一般の線路と同様に枕木を砂利に埋めたもので、鋼床版やバックルプレートの上に乗せる。無道床のものに比べて騒音はずっと低く、砂利の下にゴムのマットを敷けばさらに効果が大きい。

写真四に示すものはスラブ軌道である。これは保守の節減や高速運転を考慮して開発されたもので、東北・上越新幹線の高架区間などに多く用いられている。一般にはスラブ軌道を支えるのにコンクリート床版を必要とするので、コンクリート橋や合成桁に多く、鋼橋ではあ



写真四 スラブ軌道式橋梁

まり用いられない。

前述のように鉄道に特有な部分や安全率などについては道路橋の示方書と相違するのはやむを得ない。また、歴史的背景の相違や審議する場が異なるなどの理由でも少しずつ差が生じていることは事実である。しかし大部分は本質的に道路橋と共通の考え方が可能なものが多いはずであり、両者の示方書作成の審議で共通に関係される大学の先生方も多く、また、お互いに部内委員も交換しているので、今後、歩み寄りにより盛んになると考えられる。

なお、国鉄の鋼橋の設計示方書の作成にあたっては昔から土木学会に委託して審議している。

2. 荷 重

(1) 列車荷重

国鉄の橋梁の設計に用いる活荷重のうち、列車荷重は運輸省令である日本国有鉄道建設規程および新幹線鉄道構造規則の中で「橋梁の負担力」という形で定められている。省令に定められている在来線の列車荷重はKS標準活荷重とよばれる。K荷重は二重連機関車を対象とした軸荷重群と機関車に続く貨車あるいは客車を対象とした等分布荷重からなる。また、S荷重は機関車の軸重よりも重い2軸のみの荷重で短スパンのせん断力などに影響を与える。K荷重とS荷重が対となって扱われ、KS12からKS18までであるが軸距は同じである。また、新幹線の場合は貨物電車を対象としたN標準活荷重と旅客電車を対象としたP標準活荷重とがあり、それぞれ、実際の電車に似かよった軸配置の集中荷重群である。ただし、現在のところ新幹線の貨物電車は運行されていない。なお、省令中には実際に製作される車両の軸距や重量についても規定があり、上記の「橋梁の負担力」の範囲を越えないように制限が設けられている。

このように列車荷重の基本は設計標準より上位の規程等に定められているが、実際の橋梁設計に用いる列車荷重は上記の標準活荷重をもとにして、場合に応じて増減したものを設計標準に定めている。たとえば、橋梁部材の静的計算に用いる列車荷重は実際に走っているさまざまな車種の列車のほぼ上限値を、また、疲労、地震の影響、風による転倒、およびたわみの検算に用いる列車荷重は実態に合わせて平均的な頻度で生じる値を考えている。また、後者の検算のうち疲労検算以外のものでは衝撃を考慮しないこととし、疲労検算では後述するとおり平均的な衝撃を考慮している。

国鉄の橋梁設計用列車荷重はその時代の設計技術を反映して幾度か変遷している。一昔前は衝撃を含ませた列車荷重を定めている時代もあった。また、最近の設計標準の時代になってからも繰り返し荷重による耐疲労性を

列車荷重にある程度含ませて考える傾向が続いている。衝撃や疲労の影響は支間や部材の種類によって異なることから、一律に荷重を割増しすることによってこれらに対処するのは一部に強すぎる部材を作ることになり、必ずしも合理的でない。これらの影響を的確な設計手法で設計に反映できるならば、実際の車両になるべく近い列車荷重を採用する方が合理的である。今回の標準改訂ではこれらの影響が従来より精度よく算定されたこと、および電気機関車に比べて重量の大きい蒸気機関車が廃止されたことなどを考慮して省令中の荷重の最大値が低減された。これを受けて設計標準のKS荷重も一部変更されている。なお、蒸気機関車に基づくKS荷重を現在も用いるのは不合理であるということでKS荷重そのものの見直しが検討されているが、少しスパンが長くなると、電気機関車の荷重とKS相当荷重との影響の差は意外に小さいのが実情である。

(2) 衝 撃

列車の走行によって橋梁には振動が発生する。このため発生する応力やたわみは列車を静的に載荷した場合より増加する。

この振動によって発生する応力や桁のたわみが静的載荷の値に比べて増加する割合を衝撃係数といい、普通、衝撃係数を列車荷重に乗じることによって、動的効果を静的な量に置換して設計に用いている。

鉄道橋の振動発生には多くの要因があり、複雑なものがあるが、これを大別すると次のようになる。

- ① 車両の進入により桁が急激にたわむ影響
- ② 車両が発生する周期力による影響（蒸気機関車のハンマーブロー）
- ③ 軌道の不整、レール継目あるいは車輪踏面の不整（タイヤフラット）による影響

大地³⁾は在来鉄道の短支間橋梁を対象として上記要因別に衝撃係数を以下のように表わした。

$$i = K_a \frac{\omega}{\omega_b^n} + K_b \frac{P_h}{P_E} + K_c \frac{z_0}{z_{st}}$$

ω : $\pi v / l_b$, (v : 走行速度, l_b : 支間)

ω_b^n : 桁の載荷時円固有振動数

P_h : 車輪の周期力

P_E : $\left(\sum_{i=1}^n P_i \sin^2 \pi x_i / l_b \right)_{\max}$ (P_i : 静的輪重)

x_i : P_i の載荷位置

z_0 : 桁に進入する直前における車両のばね上質量の振動振幅

z_{st} : ばね上質量の静的たわみ量

ここに第1項は前記要因の①、第2項は②および第3項は③を表わすものであり、 K_a 、 K_b および K_c はそれぞれに関係する係数である。

前設計標準の衝撃係数は昭和31年に制定された鋼鉄

道橋設計示方書と同じであったが、これは主にアメリカやドイツの示方書などを参考として想定最大速度に対して定められたものであった。

その後、実橋測定や上記に示したような理論研究が逐次行われてきたが、測定数や衝撃発生機の解明がまだ不十分であったこと、および測定値や上記の理論値が従来の衝撃係数に対して十分に余裕があることなどの理由で変更されるに至らなかった。

現在は蒸気機関車が廃止され、機関車と異なる動的影響を及ぼす電車や気動車が多くなっていること、また、最高速度が向上する傾向にあることなど、列車の運行状態が異なってきているので、これらの点を考慮して、今回、測定値を整理し、最近の研究をもとに衝撃係数の変更を行った。

前記要因による衝撃係数は、車両の走行速度、通過する車両の種類、桁の形式、軌道構造あるいは軌道や車両の整備状態など幾多の要因に関係するため、それを単純な形に表現することは非常に困難である。しかし、最近の研究⁹⁾によると、設計実務に適用する衝撃値を得る目的に限定すれば衝撃係数は前記の要因①と③を考へて次式で与えれば十分とされている。

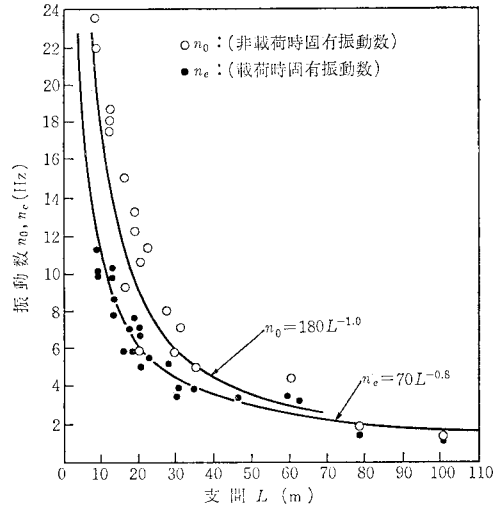
$$i = K_a \alpha + i_c \dots\dots\dots (1)$$

ここに α は速度パラメーターとよばれるものであり、

$$\alpha = \frac{V}{7.2 n_e L} \dots\dots\dots (2)$$

V : 列車走行速度 (km/h)

n_e : 載荷時の桁の基本固有振動数(Hz)(図一参照)

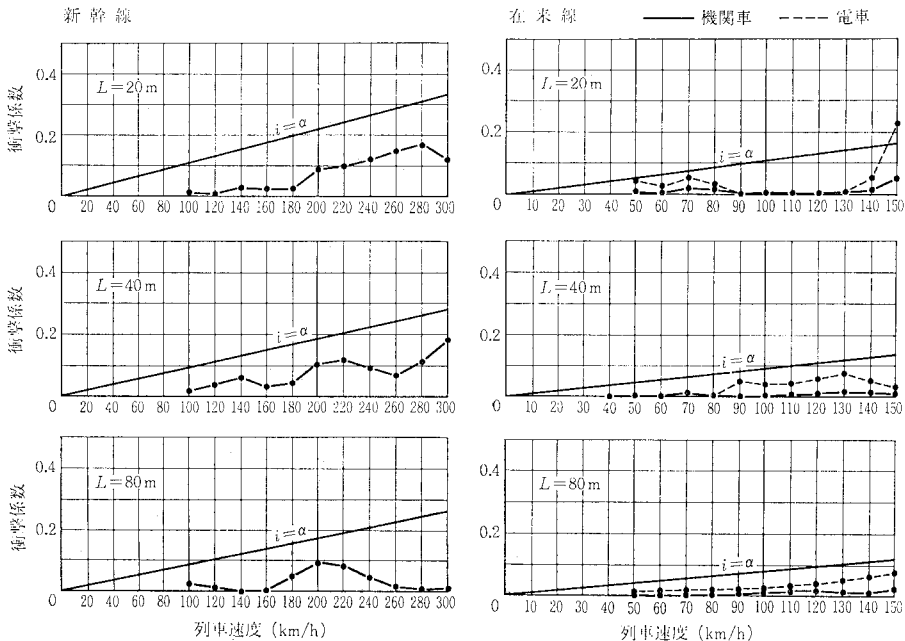


図一 鋼桁の固有振動数

L : 橋桁の支間 (m)

で定義される。

前記要因①は車両の振動と桁の振動とを連成させた運動方程式の数値解によって求めることができる。図二は、新幹線および在来線の電車では4両編成、また、在来線機関車では二重連編成に対する数値計算例を示したものである。車両の進入により橋桁が急激にたわむ効果として軌道の不整を考慮せずに解析された衝撃係数はこれらの図にみられるように、新幹線、在来線とも $i = \alpha$ ($K_a = 1$) とすればほぼ満足される。



図二 理論計算による衝撃係数

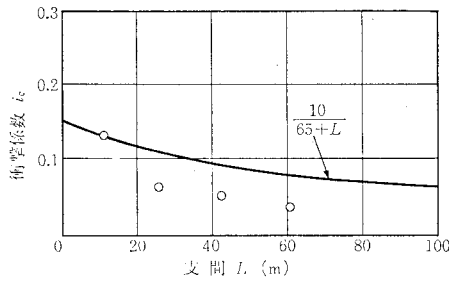


図-3 軌道狂いの影響

今回の改訂では、在来線に関しては、走行する車両の種類が雑多であること、さらにレールの継目の影響を考慮しておく等の理由で、安全をとって $i=2\alpha$ ($K_a=2$) とした。

前記要因③の軌道あるいは車輪の不整(タイヤフラット)による衝撃係数 (i_c) については、実測された軌道の高低狂いのパワースペクトル密度を使用して、車両の輪重変動パワースペクトル密度を算出し、これをもとに輪重変動のサンプル波形を抽出し、それを桁上に移動させて桁の動的応答値を求める方法によって検討した。図-3 は計算結果として軸載荷で $\alpha=0.3$ の場合の動的応答増加率のばらつきの標準偏差の値をプロットしたものである。これより、 i_c は長支間においては車両の上下振動数と桁の基本固有振動数が近づくことによる共振の可能性も考慮したうえで

$$i_c = \frac{10}{65+L} \dots\dots\dots(3)$$

で表わすこととした。なお、以上のような軌道狂いのスペクトル密度からはレールの継目および車輪のフラットの影響は明確に表わせないが、レール継目に関しては新幹線ではロングレールを用いるので、その影響は無視してよく、在来線については K_a の値に余裕を考慮することで対処している。また、車輪フラットについては、これまでの研究によると大きな影響を与えるのは比較的低速走行の場合であり、しかも大振幅となるのは狭い速度領域に限られるので、式 (3) に含まれているものと考えてよい。

このようにして定められた新衝撃係数、旧衝撃係数および実測値の比較を 図-4 に示す。ここに示した新衝撃係数は在来線の速度は 130 km/h、新幹線は 260 km/h としたものである。なお、合成桁に関しては、減衰定数および載荷時固有振動数が鋼桁と同程度であることや、実測値もほぼカバーできることから、鋼桁と同じ衝撃係数を採用することとした。

明らかに速度が低い鉄道線区においては原式に基づいて衝撃値を低減してよい。また、劣化橋梁の速度制限の根拠にも原式を用いることができる。

(3) ロングレール縦荷重

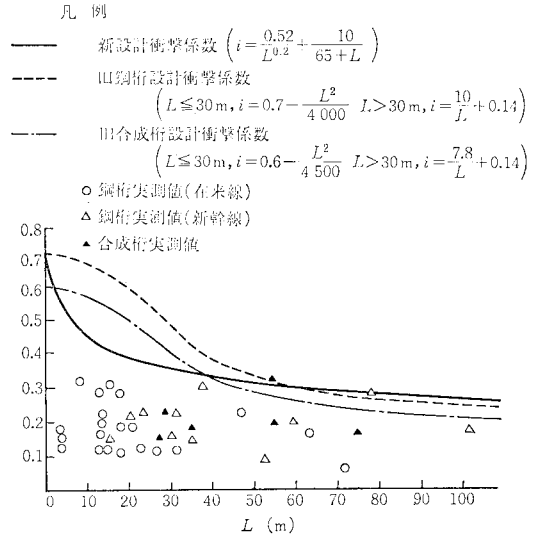
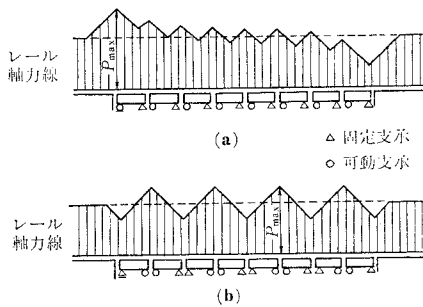


図-4 設計衝撃係数と実測値

橋梁上に溶接で連続したロングレールがある場合、ロングレールと橋梁とは温度変化に対する挙動が異なるためにレール締結部を介して互いに力を及ぼし合う。この力をロングレール縦荷重として橋梁の設計に考慮している。

橋桁とロングレールの温度変化による挙動の異なり具合はロングレール区間における橋桁の位置や橋梁の形式、可動・固定のシュー配置等によりいろいろであるが、どのような場合にもロングレール縦荷重の単位長当たりの大きさは締結装置の摩擦力によって決定される。つまり、レールと桁がずれようとする場合、ある微小な量まではずれに比例した力が作用するが、その力がある値(締結装置や締結力により異なる)以上になるとすべりが生じることになる。したがって、締結力を小さくすれば、ロングレール縦荷重も小さくなるが、低温時にレールが破断したときの開口量を制限したり、レールの所要横抵抗を確保するために通常レール当たり 0.5 t/m の縦方向抵抗力をもつように締結されているので、設計標準ではこれに見合う縦荷重を採用している。

また、わが国の温度変化とロングレール設定温度の実状から1軌道当たりの縦方向力の最大値は ± 200 t を考えれば通常の区間では 60 kg/m 以下のレールに対して十分であり、これに対して破断や座屈が生じなければよい。しかし、橋梁上ではレール伸縮継目の位置、桁長、桁の固定・可動の支承配置が不適当であると ± 200 t を超える可能性がある。図-5 は支承の配置とレール軸力分布の関係を示したものである。このように桁が数連つらなる場合は橋梁全長、桁長、伸縮継目の位置等にも関連するが、支承配置によってはレール軸力が制限値を超えることもある。したがって、今回の設計標準では、縦



図一五 支承配置とレール軸力分布

荷重の値に加えてこれに関する注意も条文中に定めている。なお、ロングレール縦荷重は前標準で「その他の荷重」として扱われ、荷重の組合せの場合、許容応力の割増しの対象としていたが、実橋の日温度変化の中で通常作用するものであり、また、鋼桁の場合、比較的小さな断面に集中的に作用することを考慮して今回の改訂では主荷重扱いに変更し、荷重を組み合わせた場合の許容応力度の割増しは行わないことにした。

3. 許容応力度

構造物の安全を保つため設計時に適当な安全率を与えて計算することによって想定荷重、設計計算法、使用材料、製作、架設、保守等に含まれる不確定な要素に備える必要がある。安全率の値をいくらにするかは上記の不確定の度合によって変わり、難しい問題であるが、鋼鉄道橋では過去の実績、実験、諸外国の示方書に用いられている値などを参考として安全率を定めている。

安全率の用い方には「荷重係数法」のように荷重の方を考える方法もあるが、鋼鉄道橋設計標準では上記の不確定の度合のすべてを含んだ安全率を便宜上強度の方を考える方法、すなわち「許容応力度法」を従来から採用している。今回の改訂にあたっては、実用上の利便さ、計算の慣れおよび現状では上記の不確定な要素の情報が不十分であることを考慮して、「許容応力度法」を踏襲することとした。

設計標準に定められている主要な許容応力度としては、① 構造用鋼材および溶着部の引張り、圧縮、せん断および支圧の各応力度に関し、静的な降伏に対する安全性という考え方に基づいた基本許容応力度、② 座屈に対して安全を考えた座屈許容応力度、③ 疲労に対して安全を考えた疲労許容応力度、などがあり、これらの許容応力度を用いてそれぞれの限界状態の安全性を検討する。また、①および②に関して、主荷重に縦荷重およびその他の荷重が組み合わせられた場合には、その発生頻度の小さいことを考慮して、組合せに応じて許容応力度の割増係数(安全率の低減係数と考えてもよい)が規定さ

れている。これらの許容応力度のうち今回の改訂によって大きく変更となった①と③について以下に述べる。

(1) 基本許容応力度

前設計標準では降伏に対する安全率の標準を SS 41 材から SM 53 材までについては 1.7 程度、SM 58 材については 1.77 として引張り、圧縮およびせん断に対する基本許容応力度を定めていた。しかし、今回の改訂では SS 41 材から SM 53 材までの安全率を 1.6 程度に低減することとした。

このように安全率を低減したのは、ここ 30 年におよぶ溶接鋼鉄道橋の実績をふまえ、① 近年、材料と工場加工の品質が一段と安定してきていること、② 構造解析の進歩、設計計算におけるコンピューターの利用などで精度、信頼度の向上がみられること、③ 座屈、疲労および衝撃についての規定が今回の改訂で信頼性が増したことなどを考慮したものである。

一方、SM 58 材については 50 キロ級鋼に比べて降伏比が高く破断までの余裕が少ないこと、部材として細長く、かつ薄くなる傾向にあるため列車走行によって振動が起りやすくなること等を考えて SM 58 材の許容応力度は増さなかった。また支圧応力度についても実橋における摩滅変状が少なくないことなどの理由で増さなかった。

摩擦接合用高力ボルトの許容せん断応力度は継手のすべりに対する安全率を母材の降伏点とその許容引張応力度との比に等しい値として算出しており、上記のとおり安全率を変更したため、従来より大きな値に変更した。

基本許容応力度の安全率の変更に伴い、割増係数も一部変更になった。割増しても降伏点は超えないという基本的な考えがあるので、降伏点までの応力を許容する地震に関する組合せの割増係数が変更されることは当然であるが、その他の組合せについても基本許容応力度の増加に伴い降伏までの余裕が少な過ぎることを考慮して割増係数を一部修正した。

(2) 疲労許容応力度

鉄道橋は道路橋に比べて全荷重に占める活荷重の割合が大きく、また、設計活荷重に近い列車が繰り返し載荷される。そのため疲労破壊に対する安全性の問題は鉄道橋特有の事柄としてとらえられており、古くは明治時代の示方書にもすでに「交番応力を受ける部材では引張り、圧縮のうち大きい方の応力に小さい方の応力の 1/2 を加える」という表現がある。溶接鋼橋の時代になるとリベット桁に比べてさらに疲労の問題は重要かつ複雑となったため、きめ細かい疲労許容応力度を与えるようになり、昭和 35 年制定の溶接鋼鉄道橋示方書で現在の形に近い基本的な考え方が確立された。その後、疲労実験結果等を参考として幾度か許容応力度の値、継手の等級

分類は改正されてきたが、荷重の繰り返し回数として一律に 200 万回程度を目安とする考え方は前標準まで変更されることなく続いてきた。

一方、最近の研究によると変動応力下の疲労強度は従来いわれてきた 200 万回程度では疲労限に達しないこと、また、電車列車が増加する傾向にある最近の列車運行形態を考えると部材によっては 200 万回をはるかに超える繰り返し回数にも対処する必要が生じてきていること、破壊力学の手法を使用して疲労現象解明の精度が向上してきていることなど、疲労に対する安全性を考える際の基本理念が変化してきている。

このようなことから、最近、各国の示方書の疲労条項も改正されており、国鉄でも今回の改訂を機会に大幅な修正を行うことにした。以下にその要点を述べる。

a) 従来の疲労検算の方法

従来の疲労の検算の方法には次の特色がある。

① 継手を A ランクから D ランクまでの 4 種類、応力を引張り、圧縮およびせん断の 3 種類に区別し、おのおの下式で算出した疲労許容応力度を計算最大作用応力度が超えないことを検算している。

$$\sigma_{fa} = \frac{A}{1 - B \cdot k} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 σ_{fa} ：疲労許容応力度

k ：主荷重によって生ずる応力度の最小値と最大値との比、 $k = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ （両振は負号とする）

A：各継手について応力種別ごとに与えられる 200 万回完全片振引張り（ $k=0$ ）の疲労許容応力度

B：継手や応力の種別ごとに与えられた平均応力度の影響を表わす係数

なお、 σ_{fa} は静的な許容応力度の制限によって頭打ちとなっている。

② 疲労許容応力度の値はすべて継手形式に対して一律に 200 万回の繰り返し応力をほぼ疲労限であると仮定している。また、それ以上の繰り返しを受ける部材、つまり縦桁などでは衝撃値も大きくとっており、もし変状が起きても補修や交換が比較的容易であるという考え方によっている。

③ 鋼種にかかわらず同一の疲労許容応力度を規定している（ただし、頭打ちの値は異なる）。

このうち②については、必ずしも 200 万回が疲労限ではなく、また、部材に生ずる応力の繰り返し回数は部材の種類や載荷頻度によって異なり、それに伴い疲労寿命も異なってくる点を反映していないという問題がある。特に、新幹線のように等しい軸重と規則的な軸距をもつ電車列車では 図-6 に示すように短支間の部材で

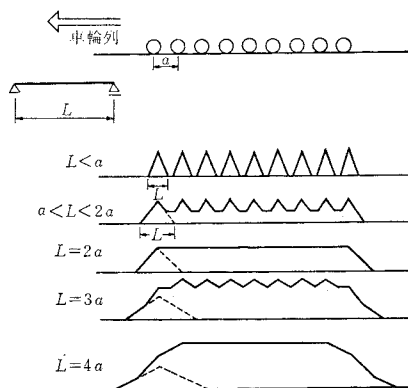


図-6 等間隔、等輪重の荷重列の進行に伴って橋桁に生ずる曲げモーメントの変化

は多数の繰り返し応力を受け、200 万回をはるかに超えるものもあり、上記の影響は無視できない。このため東海道および山陽新幹線では多数の繰り返し回数に対処する便宜的方法として、設計活荷重を幾分か大きめにとる方法によった。しかし全国新幹線網設計標準（東北、上越、成田用）からは支間によって疲労許容応力度を変化させる新しい方法⁹⁾を採用した。この考えは今回の改訂のさきがけとなっている。

b) 改訂された疲労検算法

改訂された疲労検算法は前記の従来法と比べて次の特色をもつ。

① 継手および応力の種類は基本的に同じであるが、検算する応力度が最大応力度から応力変動範囲に改められた。すなわち、下記に示すとおり計算作用応力変動範囲（一般には列車荷重と衝撃による応力度）が疲労許容応力変動範囲を超えないことを確かめる。

$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq \sigma_{fa}, \quad \tau_{\max} - \tau_{\min} \leq \tau_{fa} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ ：それぞれ引張りを正号、圧縮を負号とした直応力度の代数的最大値および最小値

τ_{\max}, τ_{\min} ：それぞれ絶対値の大きい方の応力方向を正号、逆方向を負号にしたせん断応力度の代数的最大値および最小値

σ_{fa}, τ_{fa} ：それぞれ直応力およびせん断力の疲労許容応力変動範囲

② 部材の影響線長、鉄道線区、単線支持部材か複線支持部材かによって異なる応力の繰り返し回数の影響を精度よく疲労許容応力変動範囲に反映させた。また、異なる応力変動の影響も一定振幅の疲労効果に換算する方式を取り入れた。

③ 一部の継手で非調質鋼と調質鋼の疲労許容応力変動範囲に差を設けた。

c) 疲労許容応力変動範囲と継手の等級区分

今回、疲労の検算を最大作用応力度から応力変動範囲に着目することに変更したが、これは、実際の疲労設計において最も支配的な溶接継手において残留応力などを考えると平均応力度の影響が無視できるほど小さいことを理由としている。一方、非溶接継手では、平均応力度の影響が無視できるほど小さいとはいえないが、設計計算の便を考え、これも応力範囲で検算することとし、平均応力の影響は別途考慮することとした。

新標準では疲労許容応力変動範囲を下式で表わしている。

$$\sigma_{fa} = \beta \cdot \gamma \cdot \sigma_{f0}, \quad \tau_{fa} = \beta \cdot \gamma \cdot \tau_{f0} \dots\dots\dots (6)$$

ここに

σ_{f0}, τ_{f0} : それぞれ直応力およびせん断力の基本疲労許容応力変動範囲

β : 応力範囲に占める最小応力度の割合 (φ) によって与えられる係数

$$\varphi = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \quad \text{あるいは} \quad \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max} - \tau_{\min}}$$

γ : 応力の繰り返し回数を考慮した係数

基本疲労許容応力変動範囲 (σ_{f0} あるいは τ_{f0}) は一定

表-1 基本疲労許容応力変動範囲

継手区分	基本疲労許容応力変動範囲 kgf/cm ² (MPa)	
A	1530 (150)	σ_{f0}
B	1270 (125)	
C	1050 (103)	
D	800 (78)	
S ₁	920 (90)	τ_{f0}
S ₂	820 (80)	
S ₃	650 (64)	

一定応力範囲での疲労試験から得られた繰り返し回数 200 万回における 95% 非破壊確率に基づく疲労強度で、継手の等級区分によって計算の便を考え、表-1 のように分類した。これらは従前の式 (4) における分類 A に

相当するものであり、最近の実験結果を加えて検討したが、今回、特に変更する必要性はなかった。

図-7 は標準で検算することを義務づけている継手の種類、その等級区分および想定される疲労亀裂位置を表わしたものである。継手の等級区分に関しては最近の実験結果^{6),7)}等を参考として下記に示す幾つかの改訂を行った。

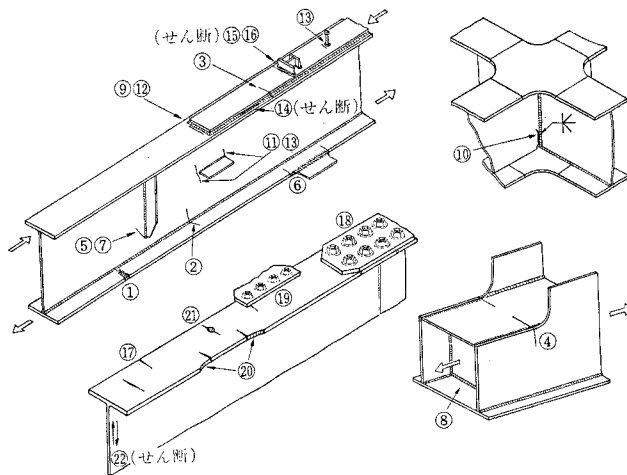
① 一部の継手で、調質鋼を適用する場合の等級を非調質鋼に比べてランクを下げた。その代表的な継手として応力方向に連続溶接を有する母材が挙げられる。

② ガセットに関し、応力集中の影響を考慮してガセット半径 (R) と板幅 (D) の比により等級区分を細分化した。

③ 高力ボルト摩擦接合継手については、従来、純断面の応力度を用いて検算していたが、今回、総断面に改めた。また、応力方向のボルト本数が増えると伝達させるべき力が端に近いボルトほど大きくなり、疲労強度が低下する傾向があることを考慮してボルト本数に応じた区分を設けた。

④ 新たに打込式高力ボルト、空ボルトおよび孔あき母材、トラスのガセットで角溶接とフィレット部が競合する部分、スタッドを溶植した母材等の区分を設けた。

基本疲労許容応力変動範囲に乗じる係数 β は、圧縮応力下では疲労亀裂に対して安全度が増すこと、および非溶接継手においては平均応力の影響がみられることなどを考慮して定めた割増係数である。図-8 に新旧標準の 200 万回疲労許容応力変動範囲と平均応力との関係を示す。新標準の溶接継手では引張応力が卓越する領域 ($\varphi \geq -0.5$) で前述の理由から疲労許容応力変動範囲を一定とした。また、圧縮応力のみを受ける場合 ($\varphi \leq -1$)



継手種類	等級区分
① ⑦ ⑨	A (A)
② ③	A (B)
④ { R/D ≥ 1/3 1/5 ≤ R/D < 1/3	B (B)
	B (C)
⑤ ⑪	B (B)
⑥ { R/D ≥ 1/5 1/10 ≤ R/D < 1/5	B (B)
	C (-)
⑦ ⑧ ⑩	C (C* あるいは D)
⑨ ⑫	C (C)
⑬	D (-)
⑭	D (D*)
⑮ { n=1~4 本 n=5~15 本 n=16 本以上	A (A)
	A' (A')
	C (C)
⑯ { R/D ≥ 1/5 1/10 ≤ R/D < 1/5	A (A)
	A (B)
⑰ ⑲	S ₁ (S ₁)
⑱	S ₂ (S ₂)
⑳	S ₃ (S ₃)

注: 1) () 内は 58 キロ級鋼の場合を表わす。
2) * 印のついたものは溶接施工試験で品質が確認された場合とする。
3) A'=1530-40 (n-4)

図-7 疲労設計に関する継手分類

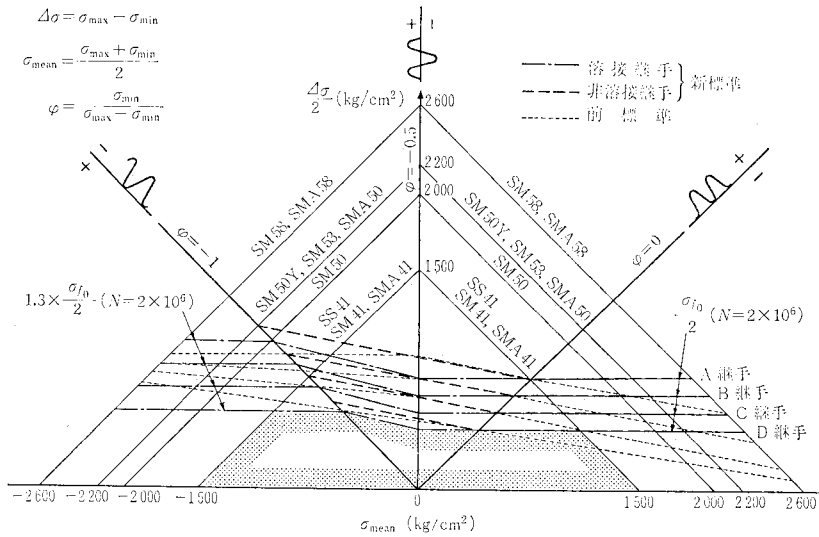


図-8 応力変動範囲と平均応力度の関係

でも溶接継手では残留応力の影響で亀裂の発生までは引張応力のみを受ける溶接継手と同様の挙動を示す。しかし、① いったん発生した亀裂も圧縮部材ではある程度以上は進展しないので、保守点検により対処が可能なこと、および、② 亀裂がある程度進展しても圧縮部材では耐力力がそれほど落ちないことなどで安全度に差があることを考慮し、圧縮応力下の溶接継手の疲労許容応力変動範囲を従来の疲労許容応力度や実験結果⁹⁾なども参考として、引張応力下の溶接継手の1.3倍とした。

なお、 $-1 < \phi < -0.5$ の領域では圧縮応力の占める割合の大きいものほど大きな疲労許容応力変動範囲がとれるように直線で補間した。

非溶接継手では平均応力の影響があるが、① 基本許容応力度を低めに設定していること、② 亀裂発生までの繰返し数が溶接継手に比べて多い傾向にあることなどを考えれば安全側にあるので、計算の簡便化のため片振り引張領域 ($\phi \geq 0$) においては、やはり平均応力の大きにかかわらず疲労許容応力変動範囲を一定とした。また、圧縮応力のみを受ける場合 ($\phi \leq -1$) には疲労に対してほとんど心配がないので検討は行わないこととした。その他の領域 ($-1 < \phi < 0$) では、応力範囲として下限応力を2/3倍とすることによって前標準と同程度の平均応力の影響を考えた。

基本許容応力変動範囲は、一定振幅の応力のもとでの疲労試験結果から求めた200万回疲労強度であるが、実際の橋梁部材では列車の通過により振幅の異なる変動応力が発生する。新標準では、直線累積被害の法則によってこのような変動応力の影響を一定振幅の応力に換算

評価し、部材長ごとに求めた供用期間中の一定振幅の応力の繰返し回数に応じた疲労検算を行うこととした。これらのことおよび列車の頻度を考慮したのが前式(6)中の係数 r である。係数 r の算出にあたり考慮した主要な条件をあげると以下のとおりである。

① 供用年数は在来線60年、新幹線70年とした。鉄桁の耐用年数は財産管理規程に40年と定められているが、在来線においては現存の橋梁の約3/4がすでに40年以上経過していること、お

よび取替の実績を考慮したものであり、また、新幹線においては全国新幹線網設計標準(東北、上越、成田用)にならったものである。

② 全寿命が亀裂進展寿命と等しいとすると応力変動範囲(S)と繰返し回数(N)の関係は $S^m \cdot N = \text{一定}$ で表わされる。 m は材料などによって定まる定数で、 $-1/m$ は両対数で表わした $S-N$ 線図の勾配にあたる。この m については最近の研究結果および各国の示方書を参考にして、溶接継手は非調質鋼で $m=4$ および調質鋼で $m=3$ とし、非溶接継手は $m=5$ とした。ただし、せん断を受ける継手は溶接、非溶接にかかわらず $m=5$ とした。

③ 列車の通過によって発生する変動応力の波形は計算曲げモーメントの波形を基準として用い、その頻度解析はレンジペア法¹⁰⁾によった。

④ 疲労検算時の荷重としては次の⑤の理由により規定の衝撃値を用いるが、疲労を検討する場合、衝撃は平均的なものと考えてよく、安全をみて規定値の3/4が有効となるように式を導いた。

⑤ 疲労検算用の荷重は計算の簡略化を考えた他の計算と共通の荷重とし、特に新たな荷重を定めなかった。また、複線支持部材の疲労検算用荷重も同様の理由で複線載荷とした。したがって、実際の車両による供用期間中の疲労の影響度が疲労検算用荷重によるものと同程度または安全側となるように係数 r を規定する必要がある。

このような条件のもとで列車本数や車種の異なる種々の鉄道線区に対して係数 r を試算し、新標準では部材

長、鋼種、継手の種類、在来線の線路等級および複線または単線支持の別をパラメーターとして係数 r の値を定めた。

4. たわみ制限

橋梁は各部の応力について検討するとともに、列車の走行安全性、乗心地等の確保のためにたわみ性状についても検討する必要がある。このため、通常の橋梁では列車荷重によるたわみの限度値を定めている。

新標準では、列車荷重による主桁の鉛直方向のたわみ限度については半正弦波形状の静的たわみ状態の単線桁を仮定し、その上を半車体モデル（電車ならば1ボギー、2軸貨車ならば1軸）が走行する場合のシミュレーションにより検討を行った。すなわち、無限個のたわみが連続する場合の定常応答時、および少数個のたわみが連続する場合の過渡応答時における上下方向車体振動加速度、輪重減少率を求めることによってたわみの限度値を算出した。

実際には、車両が桁に進入すると車輪の軸の位置によってたわみ形状は変化し、たわみ振動が生ずる。したがって、本来は車両と桁の動的相互作用を考慮した理論解析を行うべきであるが、実用上は上記のシミュレーションによって問題のないことが明らかにされている¹⁹⁾。

図-9 に新幹線電車（最高速度 260 km/h）の場合の

解析の結果と新標準のたわみ限度の規定値を示す。規定値は、走行安全性の限度値として輪重減少率を 0.25～0.30、乗心地として従来、国鉄で一つの判定の目安としている Janeway の乗心地係数を 1 程度もしくは 2 以下を目安として求めたものである。

在来線の場合は、速度が低いこともあって従来から $L/800$ (L : 支間長) のたわみ限度が規定されていたが、列車の最高速度を電車 130 km/h、貨車 75 km/h としたシミュレーションの結果、その妥当性が確認され、さらに、50 m 以上のスパンについては $L/700$ に緩和することにした。トラス橋については、走行安全性や乗心地だけでなく、たわみによる格点部の二次応力の影響なども考慮する必要があるため、従来どおり $L/1000$ のたわみ限度とした。

上記以外に、標準では横桁についてもたわみ限度を設けている。これは、列車が橋台から橋梁に進入するとき、あるいは出るとき、横桁のたわみが大きいと乗心地を害したり、走行の安全に影響を及ぼす可能性があり、また、端横桁と主桁との取付点に無理が生じたり、隣接中間横桁と縦桁との連結部に変状が発生する原因となるおそれがあるなどの理由によるものである。

なお、斜角桁では、左右の主桁の同一横桁取付点でたわみに差が生じ、その結果、車両にローリングを生じさせるので、乗心地の観点から斜角桁における左右レール位置のたわみ差の限度についても規定している。

5. 防音工

鋼橋は軽量であるため架設工事の安全度や耐震性が高く、また、下部構造に与える影響が軽減されることなどの利点を有するが、一方、騒音が高い、錆を生ずるという欠点も有している。

鉄道における騒音のうち、特に鋼橋の騒音が問題になり始めたのは東海道新幹線が開業してからで、その中でも開床式鋼橋が問題となった。国鉄においては早くからこの対策について種々研究を行ってきたが、騒音源など未知の問題が多く、また、理論と実験との相違等もあって、著しく効果のある対策は、なかなか確立されなかった。

しかし、室内試験や実橋実験等の試行錯誤を繰り返した結果、① 上部音（集電系音、モーター音、車体空力音、転動音などを含む総合音）または構造音（鋼桁部材が振動して放射する音）に対処する目的で橋梁の側面および下面に遮音板を設ける「遮音工」、② 構造音に対処する目的で鋼板面に制振材を張りつけたり、コンクリートで鋼部材を包む「制振工」、③ 桁部材に伝わる振動エネルギーを抑制する目的で砂利の下にバラストマットを敷いたり、軌道用スラブの下面にゴムを貼り付けた防振

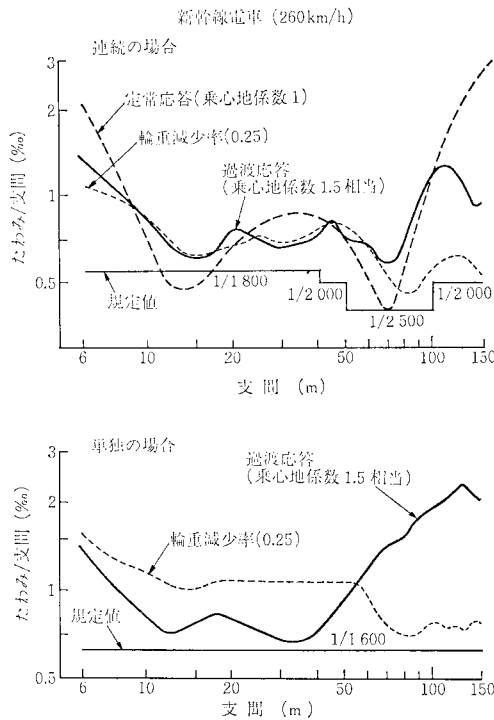


図-9 たわみ限度

スラブ等の「防振工」、④ 軌道面防音壁等に吸音材を敷設する「吸音工」などの防音技術が確立され、現在までにかなりの施工実績と所要の防音効果をあげてきた。

現在では鋼鉄道橋における騒音問題はある意味で安全性にも匹敵する使用限界条件と考えられるので、今回の改訂では防音工を強調し、新たな章を設けて、防音工の形式や上記の「遮音工」「制振工」の設計についてある程度規定した。

鋼鉄道橋上を列車が走行する際に発生する上部音と構造音の大きさは軌道構造の影響を最も大きく受ける。新設計標準では軌道構造に応じて上記の防音工の効果的な組合せについてその標準的な事項を示している。

6. 結 び

以上、今回改訂された条項のうち主として鉄道橋特有のものについて報告したが、これらのうち特に疲労検算は従来の方法に比べ多少繁雑になったきらいはあるが、より合理的な設計が可能になったものと考えられる。

新標準では前標準に比べて基本許容応力度が高められ、また、衝撃係数が低減された点で経済性に寄与するところが大きく、在来線について試算したところ、桁形式、軌道構造、支間等で異なるが、1~5%の鋼重減が認められる。一般的な傾向として、開床式の床組を有する橋梁は疲労条項改訂の影響を受けるので、鋼重減は少なく、道床式の橋梁での鋼重減は大きくなっている。

実際の橋の安全性や寿命は設計方法のほかに将来の列車回数、製作、架設、点検、保守ともかかわりをもつ

で、設計示方書のみで、確実にこれをカバーできるものではない。設計示方書の内容もこれらの実情を反映して変化させる必要があるので、示方書には常に保守の作業が続くものと考えられる。

おわりに、土木学会の委員会において審議にあたられた西村俊夫委員長をはじめとして委員、幹事各位に、また、改訂にあたり実施した各種の調査、実験などにご尽力をいただいた関係各位に感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 久保田敬一：本邦鉄道橋梁ノ沿革ニ就テ，業務研究資料，Vol. 22, No. 2, 鉄道大臣官房研究所，1934.
- 2) 阿部英彦：示方書の変遷（鋼鉄道橋），橋梁と基礎，建設図書，Vol. 15, No. 8, pp. 67~71, 1981.
- 3) 大地羊三：鉄道橋の衝撃係数，鉄道技術研究報告，No. 370, 1963年10月.
- 4) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究，鉄道技術研究報告，No. 1074, 1978年3月.
- 5) 伊藤・近藤・阿部：全国新幹線網用構造物の疲労を考慮する場合の許容応力度，構造物設計資料，No. 32, 1972. 12.
- 6) 一条・高木：高力ボルト継手の疲労試験，構造物設計資料，No. 70, 1982-6.
- 7) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：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，疲れに関する検討，昭和55年3月.
- 8) 同上：同上，昭和58年3月.
- 9) 伊藤文人：実働荷重による鉄道橋の疲労被害推定，鉄道技術研究報告，No. 796, 1969年4月.
- 10) 松浦章夫：新幹線橋りょうにおける橋桁の鉛直たわみの許容限度，鉄道技術研究報告，No. 894, 1974年3月.

(1984.1.10・受付)