

鋼鉄道橋の疲労変状—垂直補剛材下端—

Fatigue Damages of Steel Railway Bridges

— Lower End of Vertical stiffener

Welded to Web —

○谷口紀久* 阿部 允** 阿部 英彦***

By Norihisa TANIGUCHI, Makoto ABE and Hidehiko ABE

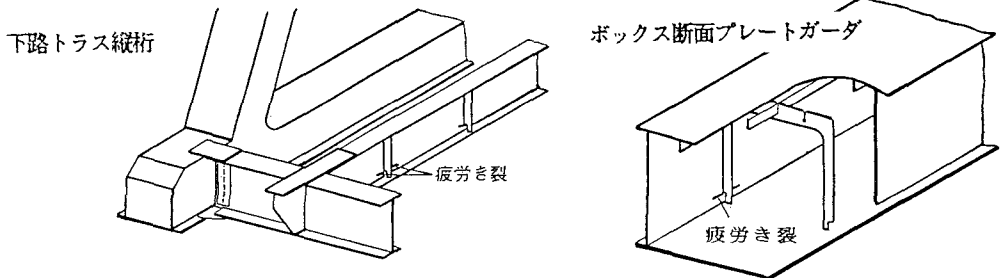
Since welded steel structures were applied to the bridges in Japanese National Railways, including those for Shinkansen (New Bullet Trains), various kinds of local fatigue damages have been found. They are generally insignificant at an early stage, but may have a possibility to lead to a serious result, if they are left unrepaired. The paper presented here deals with the fatigue cracks that occur at the toe of fillet weld around the scallop at the lower part of the vertical stiffener on the web plate of stringer beam of a truss bridge, and that occur at the same part of a box section plate girder bridge. According to the measurement carried out in actual bridges of Shinkansen, the stress variation during passage of a train over the bridge near the point where crack starts is composed of a low cycle stress change which repeats sixteen times, the same number as that of the cars in a train and a high cycle stress change which seems to be due to the out-of-plane vibration of the web plate with its natural frequency.

The cyclic number and normalized magnitude of the stress were calculated and compared with the results of experiments conducted by other investigators on simplified specimens.

Finally the life length of the part to be considered was estimated in view of fatigue.

1. はじめに

鉄道橋は設計活荷重に比較的近い荷重が繰返し载荷され、また、一般に鋼橋では全荷重に占める活荷重の応力割合が大きい傾向にある。このため、鋼鉄道橋ではリベット橋の時代から部材の疲労損傷を重要な限界状態と考へて設計が行なわれているが、特に溶接鋼鉄道橋では、溶接による材質劣化、収縮変形、残留



図—1 補剛材下端の疲労き裂

* 国鉄構造物設計事務所 主任技師 (〒151 東京都渋谷区代々木2-2-6)

** 国鉄構造物設計事務所

*** 工博 宇都宮大学教授 工学部 (〒321-31 宇都宮市石井町2753)

応力や溶接部の欠陥などはある程度避けることのできないものもあり、疲労に対して特段の注意が払われている。

国鉄における鋼鉄道橋の設計示方書⁽¹⁾では、各種の主要な溶接継手に発生する疲労き裂を仮定し、実験等で確かめられた疲労強度を基にして供用期間中に想定される応力繰返し回数に対して安全な疲労許容応力を定め、作用応力の検算を行なうことを義務づけている。

このような疲労検算を行なっている箇所については、今までのところ、疲労き裂の発生は皆無といってよい状況にあるが、主要部材でも2次的な部分で、かつ発生応力の計算が難しい応力集中部において、疲労き裂の発生の例が見られる⁽²⁾。この種の疲労き裂は面外の振動および変形や支承部の変状等により誘発される局部的応力集中が原因と思われるものが大部分で、特に、高速かつ規則的な応力繰返し回数が多い新幹線の溶接鋼橋において多く見受けられる。

このような疲労変状のうち、き裂の発生例が比較的多く、またその発生原因があまり明確でないものとして、垂直補剛材下端の腹板における疲労き裂があげられる(図-1、写真-1)。この疲労変状は橋梁としての強度に直ちに影響を与えるものではないが、長期間にわたり放置しておくことによってフランジまでき裂が進展したり、き裂部分から錆が進行するおそれがある。そこで何らかの対策の必要があるが、対策の決定に当たっては現状を十分に把握するとともに、原因を究明することが重要と考える。

ここでは、実橋に見られる垂直補剛材下端の疲労変状の概要および原因究明のために行なった実橋の応力測定結果を述べるとともに、応力測定データを基に試みた疲労損傷評価について報告する。



写真-1 垂直補剛材下端のき裂

2. 垂直補剛材の疲労変状

(1) 既往の報告および研究例

垂直補剛材下端からの疲労き裂の例は、昭和27~31年頃のリベット桁から溶接桁への移行期に試みられた溶接・リベット混合の上路プレートガーダーにも見られた⁽³⁾。フランジはリベット構造であるが、腹板の垂直補剛材は現在の溶接桁と類似である。欠陥の現れたものは比較的短スパンで横構は上面のみで下面にはなく、代りに中間対傾構により断面形状を保持している。

対傾構の取り付け方法は図-2のように垂直補剛材のみにガセットを介してリベット結合されているので、列車の動揺や偏奇载荷により断面形状がひずんだり、下フランジが横に変位する傾向がある場合、補剛材下端を横方向に引張ることになり、これが繰返されることにより溶接部下端からき裂が生じた例が多く見られた。このように補剛材に取付いている対傾構や連結横桁等が変形する影響によって発生する疲労き裂は、補剛材下端の腹板のみならず、補剛材と溶接される腹板およびフランジの全般にわたり発生している。原因は必ずしも同一とは限らないが、鉄道橋以外にもわが国の道路橋⁽⁴⁾(図-3)や米国の道路橋⁽⁵⁾においても多数の変状例が報告されている。

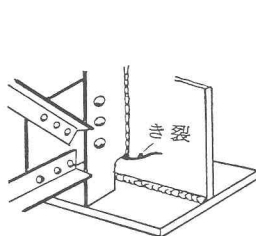


図-2 対傾構付補剛材の疲労き裂

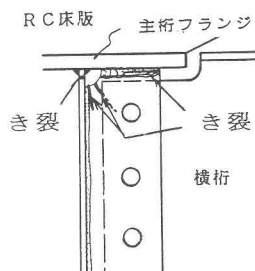


図-3 道路橋の補剛材端の変状例

一方、プレートガーダーの腹板の補剛という本来の目的で設けられ、附加物の取付かない垂直補剛材

の下端に発生する疲労き裂に関してはToprac⁽⁶⁾、前田⁽⁷⁾等の研究がある。いずれの研究もプレートガーダー

の曲げ試験を行なっているいろいろな部位に発生する各種の疲労き裂を研究したものであるが、これらのき裂のうち、純曲げ区間の補剛材下端に発生したき裂は、垂直方向に進行し、最後は引張フランジに進入して桁の破断につながるとしている。

また曲げとせん断を受ける場合の補剛材下端の疲労に関する研究にはGurney⁽⁸⁾等の研究がある。この種のき裂は面内応力によって発生し、き裂の進展方向は主応力に依存するものであるが、今のところわが国の鉄道橋で発生した例はない。

本報告で扱う補剛材下端に発生したき裂の例は後述するとおり、方向として、水平方向に進展するものである。このように附加物が取付かない垂直補剛材で、似たようなき裂の発生例としては、米国の道路橋の例がありJ・Fisherらによって研究がなされている。⁽⁵⁾その報告によると、き裂は架設時に発見されたもので、原因は工場から現場までの輸送中の動揺による面外方向の曲げとしており、実験および破壊力学を用いた理論的考察がなされ、き裂発生部に317MPaという大きな面外曲げ応力が繰返されて(約5万回)き裂が発生したとしている。

(2) 国鉄の実橋で見られた疲労き裂

ここに述べる補剛材下端の疲労変状は、現在までのところ東海道新幹線の下路トラスの縦桁(以下「縦桁」という)および箱断面の上路プレートガーダ(以下「箱桁」という)に発生している。き裂が発見されたのは昭和50年頃からであり、開業後10年程度経過したもので、その時点の発生率についてみると、縦桁ではトラス連数で7%、箱桁では5%程度である。また発生したものの一連当りの補剛材の数当りで見ると、最も多い箇所では縦桁では20%、箱桁では15%程度である。

発生位置についてみると縦桁では対傾構が取付いている補剛材ではき裂の発生例はなく、また箱桁では吊材のある箇所における発生例は比較的少ない傾向にある。(図-4参照)

き裂の発生位置は全て補剛材下端の回しすみ肉溶接のビード止端であり、図-5に示すとおり腹板上を水平に進展している。但し、箱桁の場合のき裂は縦桁に比較してビードに沿って上る量が多い傾向にある。発見されたき裂のほとんどは腹板を貫通しており長さが10cmにも及ぶものもある。き裂が発生したもののビード形状は発生しないものとあまり差はない。

このようなき裂の発生した桁を見ると、列車通過時に腹板が面外方向に変形した結果、補剛材下端に局部的な応力集中が生じ、これがき裂の発生原因であると推察される。面外変形の要因として、縦桁の場合は偏心载荷による曲げ変形、補剛材下端を支点とした下フランジの水平振動、下横構の振動などの影響が考えられる。

3. 実橋の応力測定

(1) 測定概要

実橋応力測定は東海道新幹線の2橋において実施した。縦桁の測定を行ったのは支間60mの標準下路トラスである。本橋では昭和51年に初めて補剛材下端のき裂が発見されているが、発生箇所数は測定時点で全8連の補剛材全数1728箇所に対して2箇所と少ない。一方、箱桁の測定を行ったのは支間40mの箱断面上路プレ

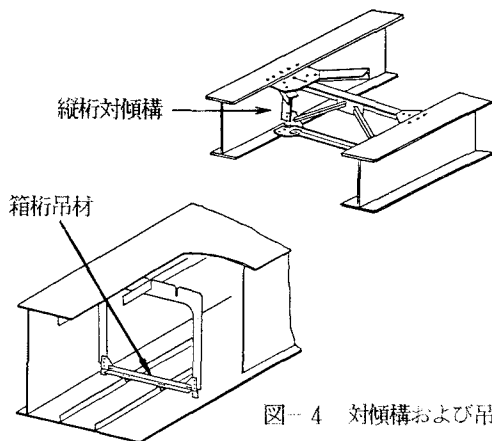


図-4 対傾構および吊材

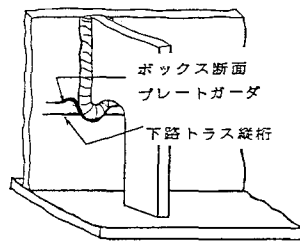


図-5 き裂の進展状況

ートガーダーで、本橋も昭和56年にき裂が初めて発見されているが、測定時点で全16連の補剛全数1472箇所に対して1箇所のみである。

ゲージ貼付位置の詳細を図-6に示す。ゲージは垂直補剛材下端附近の応力状態を調べるために2方向に設け、一つはビード附近の腹板に生ずる水平方向の応力（以下「水平応力」という）を、他方は補剛材下端の腹板に生ずる鉛直応力（以下「鉛直応力」という）を計るものである。歪ゲージ長は5mmで動的には200Hzまでの動歪を検出できるものである。鉛直応力測定用のゲージはビードに接した状態であるが、5mmと長いことからビード止端部の不整等による局部的応力集中は十分検出していないと考えられる。

本測定では実橋のき裂の発生状況を考慮して、縦桁では対傾構が下フランジの水平振動を抑制すると考えられる効果をみるために、図-7に示す仮の支材を設け、また箱桁では図-4に示す吊材有無の2つの断面に着目して測定を行った。なお、測定列車数は3本とし列車速度は縦桁で200km/h、箱桁では180km/h付近であった。

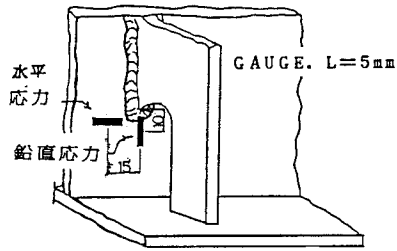


図-6 歪ゲージの貼付位置

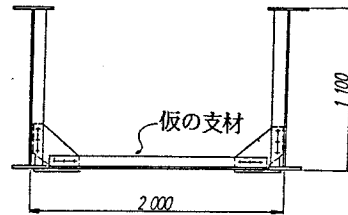
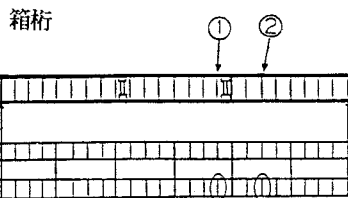
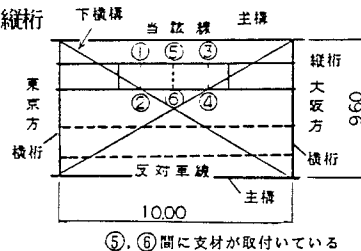


図-7 縦桁の仮支材取付図

(2) 測定結果および考察

表-1に各測定位置における応力全振巾の最大値を示す。この値は3列車の平均をとったものであるがこの平均値に対する3列車間の最大応力と最小応力の差は10%以内に納まっている。(MPa)

支材の取付かない縦桁の通常の使用状態における応力についてみると、水平と鉛直とは同程度の応力が発生し、測定位置によってはむしろ、鉛直の方が大きい傾向のものもある。支材の効果についてみると、水平応力については変化のないのは当然であるが、下フランジの水平振動の影響を受ける鉛直応力については30%程度減少しており、実橋におけるき裂発生の変異が裏づけられる。



測定項目	測定位置	応力全振巾	
		水平	鉛直
縦桁	支材の取付かない状態	①	39.0 32.5
		②	39.0 56.5
		③	39.6 37.9
		④	41.4 42.6
		⑤	37.1 42.1
		⑥	46.6 74.8
箱桁	支材	無	⑤ 37.1 42.1
		有	⑤ 37.2 28.8
箱桁	吊材	無	① 42.9 16.0
		有	② 16.5 13.4

注) 支材は⑤、⑥間に取付けた

下横構が下フランジに取付けられている位置(②、④)の鉛直応力は取付いていない側(①、③)と比較して大きい傾向にある。従って、下横構は補剛材下端の面外変形を助長している虞れがある。

箱桁の鉛直応力は縦桁に比してかなり小さく、また吊材の有無による鉛直応力の低減量は縦桁の支材の有無に比べて小さい。また、吊材の有無によって水平応力に大きな差がみられるが、その原因は不明である。

図-8には箱桁および縦桁の水平と鉛直応力のスペクトルを示す。これらから、鉛直応力には水平応力にも見られる車軸通過による10Hz以下の周波数の他に縦桁では20~50Hz附近に、また箱桁の場合では40Hz附近に卓越周波数が見られる。これらの周波数は列車通過後の波形から求められた固有振動数にほぼ一致してい

表-1 測定波形から求めた応力全振幅の最大値

ることが確認されている。また、縦桁についてはFEMによる固有振動解析をした結果、25Hz附近に下フランジの横揺れモードが現われ、測定結果の22Hzの卓越周波数とほぼ一致している。

そこで、前記の実波形応力全振巾にこれらの高周波成分がどれだけ寄与しているかを見るために、実波形に10Hz以上の高周波成分をカットするフィルターをかけたもの（以下「低周波形」という）からもとめた最大応力振巾を実波形のものと同

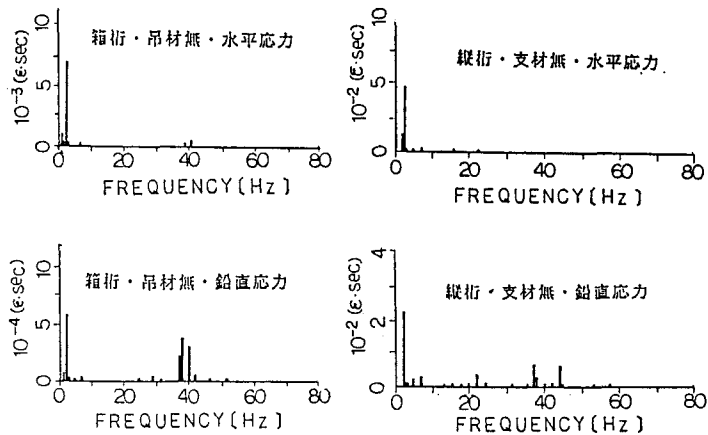


図-8 動ひずみ波形スペクトル

て、表-2に示す。この表から、鉛直応力には水平応力に比べて高周波成分の寄与の大きいことが分る。特に箱桁はその傾向が強い。

4. 疲労損傷評価

前項では最大応力振幅を基にき裂の発生原因を考察したが、ここでは測定実波形および、低周波形から変動応力に含まれる各レベルの応力振幅とその繰返し回数を抽出して疲労損傷評価を行なう。評価の手法は次による。

測定項目		水 平		(MPa)	
		実波形	低周波形	実波形	低周波形
縦 桁	支材無	37.1	32.6	42.1	32.3
	支材有	37.2	32.6	28.8	22.9
箱 桁	吊材無	42.9	39.3	16.0	5.7
	吊材有	16.5	12.7	13.4	3.9

上記の応力値は、一列車の波形から求めた値である。

- ① 一列車の変動応力波形からレンジペア法⁽⁹⁾によって応力振幅(σ_i)と繰返し回数(n_i)を算定する。
- ② S-N線図より σ_i に対する疲労寿命(N_i)を求めるが、使用するS-N線図は、水平応力に対しては建造物設計標準に定める継手区分C(200万回疲労強度・103MPa)、鉛直応力に対しては継手区分D(78MPa)で、S-N線図の勾配(1/m)は-1/3、および-1/4とする。
- ③ 直線累積被害則を適用⁽¹⁰⁾して下式に求められる一列車当りの疲労損傷度(F_d)を算出する。

$$F_d = \sum \frac{n_i}{N_i} = 1/T$$

ここに、T：疲労損傷に至る列車本数

ここで対象としているようなすみ肉溶接継手の疲労強度はビード止端の形状アンダーカットなどの欠陥に大きく左右され、今回の評価においてもどのようなS-N線図を適用すべきか議論のあるところである。図-9、図-10は今回使用したS-N線図の他にGurney⁽¹¹⁾らが多くの実験結果を整理して提案しているS-N線図(ただし、図-9においては90%確率)および最近の我国の実験結果⁽¹²⁾、

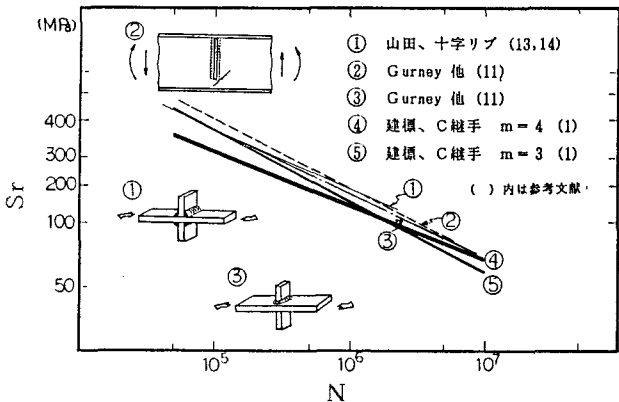


図-9 水平応力の評価に用いるS-N線図

(13)、(14)をまとめたものであるが、図-10における曲げ試験によるものを除いて、いずれも似かよったものとなっている。また、変動応力下における疲れ限度以下の応力をどのように評価するかは議論のあるところであるが、このような継手に関する研究成果は乏しく、今回は一応、全部の応力振幅に対して評価の対象としている。

主要な応力波形から上記の評価の結果得られた疲労損傷度の一覧表を表-3に示す。

この表から次のことが考察できる。

(1) トラス縦桁

縦桁の F_d を実波形でみると、支材無しの場合は鉛直応力の方が水平応力よりかなり大きく、また、支材有りの場合はその差は小さい。しかし低周波形でみると、支材無しの場合、鉛直応力と水平応力とは同程度となっている。また、図-11に示す鉛直応力と繰返し回数の関係を見ると、支材が有る場合は30MPa以上の応力振幅は見られない。このようなことから、縦桁の補剛材下端の疲労寿命は水平応力よりも、鉛直応力の影響を強く受け、また、疲労寿命は高周波成分が附加されることによって、低周波成分のみの場合に比べて支材無しの場合で4～5倍、また、支材有りの場合は2～4倍短くなっている。

図-12は新幹線における列車の本数(片道)を示したものであるが、これによると13～14年供用時で累積列車本数は50万本程度となり、この場合 F_d は 2×10^{-6} となる。前述のとおり測定橋梁は測定時点ではき裂の発生はほとんど見られなかったにもかかわらず、表-3の値と比較すると、支材無しの鉛直応力の F_d には 2×10^{-6} に近いものもある。したがって、ビード止端に欠陥等のある橋梁では10年程度でき裂の発生することも十分に考えられ、測定時にまだ欠陥の現われていないものでも、今後発生するおそれがあると思われる。

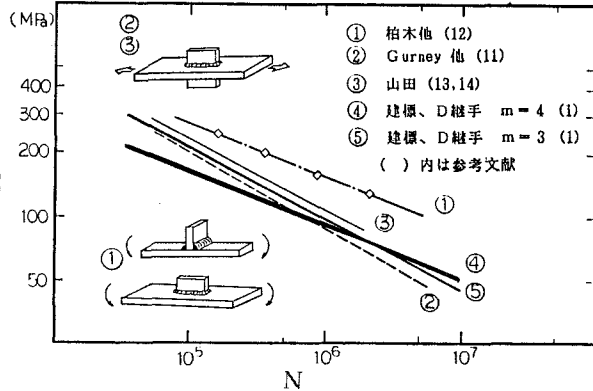


図-10 鉛直応力の評価に用いるS-N線図

部材		表1における測定位置	水 平				鉛 直			
			実 波 形		低 周 波 形		実 波 形		低 周 波 形	
			m=4	m=3	m=4	m=3	m=4	m=3	m=4	m=3
縦 桁	支材無し	⑤	8.40 ×10 ⁻⁸	2.67 ×10 ⁻⁷	4.42 ×10 ⁻⁸	1.63 ×10 ⁻⁷	2.07 ×10 ⁻⁷	5.69 ×10 ⁻⁷	4.59 ×10 ⁻⁸	1.62 ×10 ⁻⁷
		⑥	—	—	—	—	2.61 ×10 ⁻⁶	4.18 ×10 ⁻⁶	5.51 ×10 ⁻⁷	1.07 ×10 ⁻⁶
	支材有り	⑤	8.40 ×10 ⁻⁸	2.67 ×10 ⁻⁷	4.42 ×10 ⁻⁸	1.63 ×10 ⁻⁷	5.62 ×10 ⁻⁸	2.17 ×10 ⁻⁷	1.52 ×10 ⁻⁸	7.13 ×10 ⁻⁸
		⑥	—	—	—	—	3.57 ×10 ⁻⁹	2.75 ×10 ⁻⁸	1.52 ×10 ⁻⁹	1.28 ×10 ⁻⁸
箱 桁	吊材無し	①	1.82 ×10 ⁻⁸	8.57 ×10 ⁻⁸	1.52 ×10 ⁻⁸	6.19 ×10 ⁻⁸	3.23 ×10 ⁻⁸	1.43 ×10 ⁻⁷	2.30 ×10 ⁻¹¹	4.00 ×10 ⁻¹⁰
	吊材有り	②	1.70 ×10 ⁻⁹	2.04 ×10 ⁻⁸	1.28 ×10 ⁻¹⁰	1.21 ×10 ⁻⁹	4.71 ×10 ⁻⁹	4.98 ×10 ⁻⁸	3.80 ×10 ⁻¹²	1.08 ×10 ⁻¹⁰

表-3 疲労損傷度 (F_d)

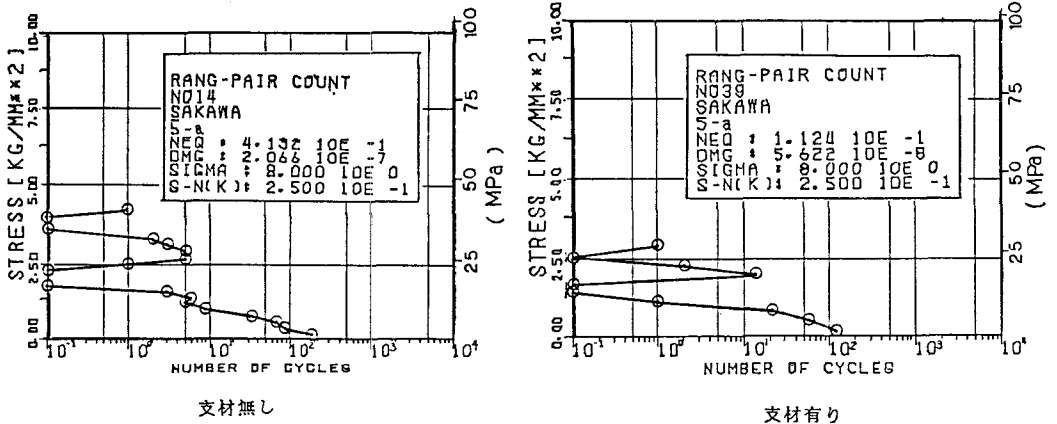


図-11 縦桁鉛直応力の応力頻度

(2) 箱型断面上路プレートガーダー

吊材の有無にかかわらず、 F_d は実波形では鉛直応力の影響が水平応力に比べて大きいが高周波をカットした低周波形ではその影響は小さくなっている。また、鉛直応力における高周波成分の寄与は非常に大きい傾向にある。いずれにしても、箱桁の F_d は縦桁に比較して全般に小さく、このような値では実橋のき裂発生に結びつきにくい。測定に用いた橋梁がたまたま他のものに比べて、応力値が低かった可能性などもさらに実橋測定を追加し、検討する必要があると考えられる。

5. おわりに

鉄道橋は使用条件の厳しさから、疲労による種々のき裂やリベットの弛みが生じる場合がある。これらは一般には直ちに危険につながるものではないが、放置した場合、事故につながる可能性もあるので、研究を重ね、対策を講じてきた。

この論文はその一つとして溶接ガーダーの腹板における垂直補剛材の溶接下端からのき裂を取扱ったもので、実橋における測定の結果に基づいて検討を加えた。同じガーダーといっても、トラスの縦桁の場合と箱形断面桁とは少々様相の異なることがわかった。

列車荷重による局部応力変動をみると車軸群（連結器に隣接するボギー、4軸）の曲げ応力によるものと考えられる低周波部分と部材の自由振動によると考えられる高周波部分に分離することができ、一般に後者の成分が付加されることによって疲労寿命がかなり影響を受けることが分かった。しかし、今回実測に用いた桁では疲労発生に対し、未だ相当の余裕が見られた。

今後、測定例を増し、橋梁の特性、製作、使用状況の差異による応力変動のバラツキを求め、統計的な処理も考えて鉄道橋の疲労に対する安全度を高めていきたいと考えている。

おわりに当り、実橋における計測で御協力賜った、神戸製鋼㈱、(株)地質計測の方々には謝意を表する。

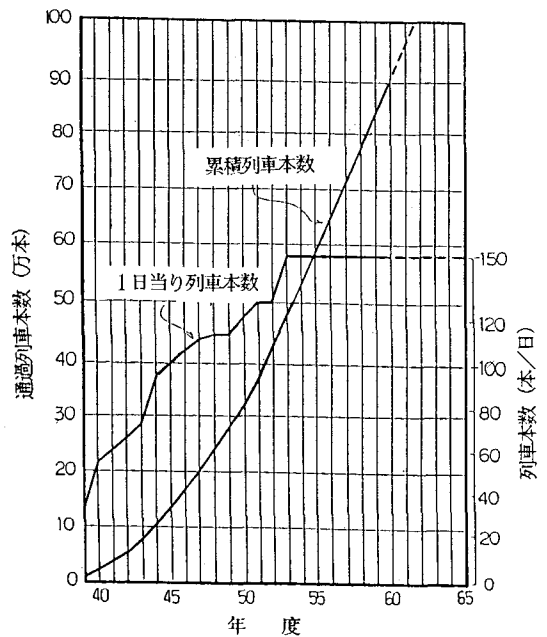


図-12 累積列車本数

参 考 文 献

- 1) 建造物設計標準 鋼鉄道橋 昭和58年4月
- 2) 阿部英彦・谷口紀久・阿部允：「鋼鉄道橋における疲労問題と補修・補強」橋梁と基礎 Vol.17, No.8, PP24~29, 1983年8月
- 3) 阿部英彦・足立成之：「鋼橋の変状」構造物設計資料, No.33, PP16~21, 1973年3月
- 4) 西川和廣：「道路橋における疲労問題と補修・補強」橋梁と基礎 Vol.17, No.8, PP19~23, 1983年8月
- 5) John W. Fisher : Fatigue and Fracture in steel Bridges, 1984, John Wiley & Sons, Inc.
- 6) Toprac, A. A. and M. Natarajan : Fatigue strength of hybrid plate girders, proc. of ASCE, Vol.97, No.ST 4, PP.1203~1225, 1971.
- 7) Maeda, Y. : Ultimate static strength and fatigue behavior of longitudinally stiffened plate girders in bending, IABSE, Proc.London Colloquium, PP.269 ~282, March, 1971.
- 8) Gurney, T. R. and Woodley, C. C. : Investigation into the fatigue strength of welded beams. Part 3 : High tensile steel beams with stiffeners welded to the web.
- 9) 伊藤文人：実働荷重による疲労寿命設計，鋼構造の研究（技報堂出版），PP.289~328.
- 10) 張東一・三木千寿・西村俊夫：直線被害則による鋼部材片の疲れ寿命予測，土木学会論文報告集，第 270号，1978年2月
- 11) T. R. Gurney, M. A. Ph. D., and S. J. Madox, B. Sc. (Eng) : A Re-analysis of Fatigue Data for Welded Joints in Steel, The Welding Institute Research Report, E/44/72, January, 1972.
- 12) 柏木洋文・三木千寿・森猛：「曲げを受けるすみ肉溶接部の疲労強度および疲労き裂の進展」土木学会全国大会第39回，I-110，1984年.
- 13) 山田健太郎・牧野時則・菊地洋一：「横リブ十字隅肉溶接止端に発生する疲労亀裂の解析」土木学会論文報告集，第 292号，1979年12月
- 14) 山田健太郎・牧野時則・馬場千尋・菊地洋一：「疲労亀裂の進展挙動に注目したガセット継手の疲労強度解析」土木学会論文報告集，第 303号，1980年11月