

繰り返し荷重をうける橋梁構造部材安全性の現象論的考察

大阪大学工学部 前田 幸雄
〇 松井 繁え
碓川 靖治
大阪大学大学院 川井 豊

1. まえがき

従来、道路橋においては、床版を除いて設計荷重作用時の全応力のうち、死荷重応力に比して活荷重応力の占める割合が小さいことから、疲労に対する考慮はほとんど払われていなかった。しかし最近の高強度鋼の発達や、構造解析法及び設計法の進歩に伴う橋梁の薄肉軽量化の傾向と共に、交通量の激増、車輛の大型化に相俟つて活荷重による応力及び繰返し載荷回数増加の一途にある。特に、道路橋主要部材の中で最も過酷に活荷重の影響を受けるのは、輪荷重が直接作用する床版である。その活荷重を受ける回数は、今、橋の供用年数を50年とすると数十万回にも達する。最近の鉄筋コンクリート床版の頻繁な破壊事故は大きな問題となっており、改訂道路橋示方書（昭和46年12月）においては、床版厚の増加と共に、設計曲げモーメント式の改訂、特に配力鉄筋への曲げモーメント式の提示が行なわれ、算設計法の改善が計られてきた。又、板桁、合成桁についても、終局強度設計法の採用や、プレストレスレハい連続合成桁（以下“*PSレハい連続合成桁*”と略称する）の採用等、新しい設計法を取り入れる傾向が見られる。このような背景から、道路橋の疲労という観点からもう一度各部材の安全性を確認しておく必要がある様思われる。

今、道路橋で疲労に対して問題となる部材は、床版・伸縮継手・桁の引張フランジ・溶接部・横桁等が考えられる。これらの部材のうち、筆者らは、鉄筋コンクリート床版にけるプレハブ床版（用床式鋼格子床版・コンクリートサンドウィッチ鋼床版）・*PSレハい連続桁*の負モーメント域におけるズレ止めが取り付けられた鋼桁上フランジ・及び薄肉プレートガーダーを対象に一連の繰返し載荷試験を行ってきた。⁽¹⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾ 本論文は、これらの実験的研究の結果を例として、道路橋が繰返し荷重を受ける時の主要部材の安全性と疲労現象の面から評価しようとしたものである。

2. プレハブ床版-用床式鋼格子床版（以下“格子床版”）・コンクリートサンドウィッチ鋼床版（以下“サンドウィッチ床版”）の疲労に対する安全性について

自動車交通量及び交通荷重の激増下の今日、RC床版より耐入性があり、かつ剛性の大きい床版の開発が望まれ、また最近の省力化の傾向は床版にも急速に及びに至り軽量かつプレハブ式の床版が要求されている。著者らも、プレハブ床版の一種であるI型工形鋼を使用した格子床版や、二枚の鋼板間にコンクリートを充填したサンドウィッチ床版の研究を進めてきた。⁽⁷⁾⁽⁶⁾ この両床版は薄い床版厚にもかかわらず、RC床版の2.3倍から5.6倍もの静的耐荷力を有し、また実験室内での繰返し載荷試験の結果、設計荷重下において200万回疲労寿命の確保も兼ね備えた床版と言う。

さて、従来から実働荷重下における疲労寿命の推定・疲労強度の算定は、その重要性にもかかわらず、交通荷重の実態資料が不足のため行われていなかった。このため、昭和44年来、建設省によって交通荷重別頻度、並びに、床版に直接影響をもたらず通過位置別頻度の実態調査⁽¹¹⁾が全国的に行

はわれ、かなりの信頼に足る資料が収集された。これに基づき、鋼床版の疲労設計への計算例²²⁾も報告されている。著者らも、この実験調査資料を参考にして、上記各種のプレハブ床版の安全性と疲労の観点から考察を加えた。

2.1 各床版の疲労特性と安全性算定のための仮定

1) 格子床版 本床版の疲労強度は、著者らの研究や文献²⁴⁾の研究においても明確にされたように、全て、主部材である小型工形鋼における亀裂発生または破断によって決まり、横部材、すなわち配筋鉄筋における疲労破壊の発生事例の報告は見当らない。また充填コンクリートは、図-1で理解できるように工形鋼下フランジで下方への移動を拘束されるため、剥離・脱落の危険性はなく、RC床版のような危険な破壊現象は現れないものと思われる。

次に、本床版の実交通荷重下における安全性算定のための仮定は次の通りである。

① 本床版の疲労強度は、小型工形鋼の疲労破断で決まる。この疲労破断を整理した $S-N$ 曲線は図-2に示すものを用いる。この $S-N$ 曲線は文献^{(1)~(4)}のデータを集積して求めたものである。

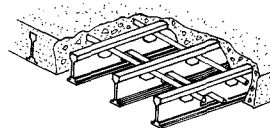
② 本床版の破断特性は等方性板理論により説明できる。従来のものは直交異方性の大きいものであったが、最近改訂示方書に示されているRC床版の規定(特に配筋鉄筋)を準用する傾向にある。

2) サンドウィッチ床版 本床版の疲労破壊性状は、後述する μ が小さい連続合成桁の中間支点と上フランジのそれと同様に、引張側鋼板におけるスタッド付け根からの亀裂発生が主であった。

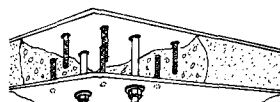
鋼板の引張応力から、本床版の $S-N$ 関係の評価を試みたが、実験値のバラツキが大きすぎて困難であった。このため、スタッドに作用する水平せん断力を算定し、この結果を考慮した主応力を整理すると、図-2の Δ 印で示したように、バラツキの少ない $S-N$ 関係⁶⁾を得た。本実験においては、高力ボルト自体の疲労破壊、及び、鋼板のボルト孔からの亀裂発生は全く認められず、高力ボルトの疲労に対する有用性は大きいものと思われる。本床版についても安全性算定のため、次のような仮定を設ける。

① 本床版の疲労強度は引張側鋼板のスタッド溶接部の疲労亀裂発生によって決まり、スタッド付け根に作用する水平せん断力も考慮する。

② 輪荷重は床版表面から床版中央面まで 45° 方向に拡がり、 320×620 の面に等分布するものとし、この分布面の全周で均等にせん断力が分布すると仮定すると、本床版の標準タイプ(B-3)におけるスタッド1本に作用する水平せん断力は、輪荷重を8tとして 4400 Nとなる。この水平せん断力の影響も実験値から除去すると、図-2の実線で示したように鋼板の引張応力のみによる $S-N$ 曲線が得られる。この $S-N$ 曲線を使用することにより、本床版の疲労寿命は曲げ応力だけで推



閉床式鋼格子床版



コンクリートサンドウィッチ床版

図-1 プレハブ床版の概要

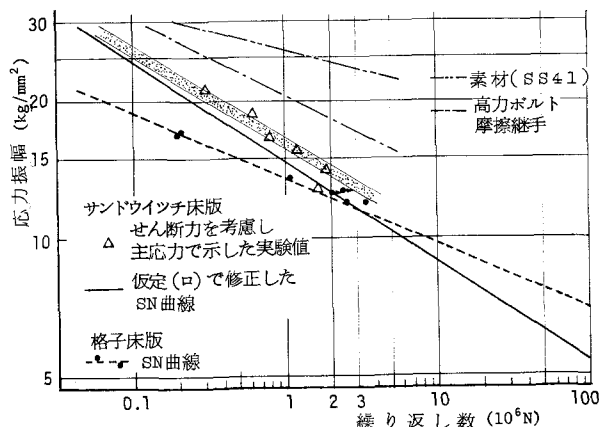


図-2 プレハブ床版の $S-N$ 線図

定かである。① 本床版を等方性板として扱うこと。②

2.2 橋の供用期間中の等価繰返し回数

橋の供用年数を道路橋技術基準(案)に示されている50年とし、調査資料に基づいて一車両当りの日交通量を10,000台とすると、最大モーメント発生位置すなわちスパン中央(単純橋と仮定)上を通過する輪荷重の総数は前後輪を含めて次のように求められる。

$$N_t = 2 \times 10000 (\text{台/日}) \times 365 (\text{日}) \times 50 (\text{年}) = 365 \times 10^6 \text{回}$$

この総通過回数はすべての輪荷重をも含めたものであるから、設計自動車荷重T-20の後輪荷重 8^t を基本輪荷重とし、疲労の修正マイナーの法則を適用して式(1)により基本輪荷重によって換算しなければならない。

$$N_{eq} = N_t \int_{T_{min}}^{T_{max}} P(T) \cdot \left(\frac{T}{8}\right)^{1/K} \cdot dT \quad (1)$$

ここに、 N_{eq} : 等価繰返し回数

$P(T)$: 輪荷重Tが載る確率密度

K : S-N曲線の傾きの絶対値

さて、 $P(T)$ に関するヒストグラムは図-3に示すものが得られた。図中破線は全国17地点にわたる実測結果を集計整理したものであり、実線は上記測定点のうち重量の大きい車輛の混入率の最も高い滋賀県虎姫町(国道1号線)における実測結果である。また、 $(T/8)^{1/K} \cdot dT$ すなわち、 8^t を基準にした疲労累積被害率は図-4のように計算される。この $P(T)$ と疲労累積被害率によって N_{eq} が計算できるが、実測データを使用する都合上、(1)式を式(2)のように変形し、 $\Delta T=1$ として計算を行った。

$$N_{eq} = N_t \cdot \sum P(T) \cdot \left(\frac{T+1}{8}\right)^{1/K} \cdot \Delta T \quad (2)$$

(2)式は $\Delta T=1^t$ の周での正確な分布状況がわからないうため安全側にたてている。計算結果は表-1に示す通りとなり、各床版とも非常に大きな等価繰返し回数となった。また、同じ場所でも、S-N曲線の性状の差違によって N_{eq} は大きく変化する。このため、正確なS-N曲線の集積が要求される。大型混入率の高い虎姫町では全国平均の約4倍(サンドウィッチ床版)～10倍(格子床版)にも達しており、床版の疲労寿命の正確な算定は橋梁架設地点別に行なわれなければならない。

実際に道路を走行している車輛の輪荷重の通行軌跡は必ずしも一定ではなく、通行位置別頻度調査からも図-5に示すように標準偏差 $\sigma=45\text{mm}$ の正規分布になると確認された。このため N_{eq} に輪荷重通過位置別頻度分布による補正を施

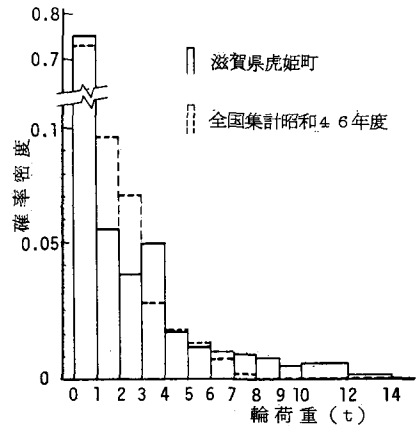


図-3 輪荷重別頻度分布

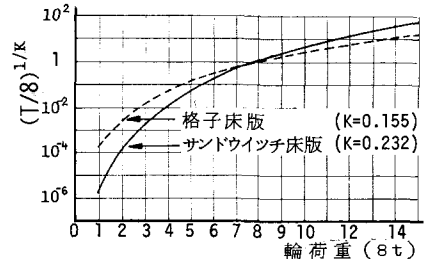


図-4 輪荷重による疲労累積被害率

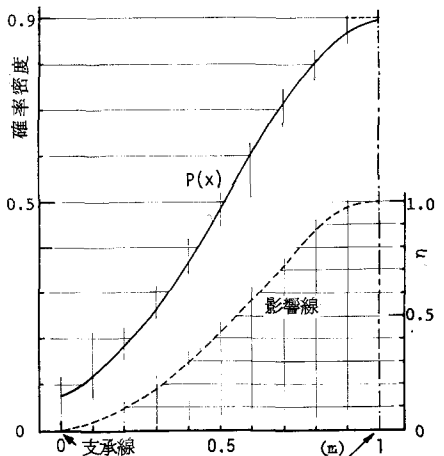


図-5 輪荷重位置別頻度分布と曲げモーメント影響線

必要がある。一例としてスパン2mの床版を対象とし、輪荷重通過位置の平均値がスパン中央に一致すると考えて、図-5に示したスパン中央に関するモーメント影響値と通過位置別密度分布から等価繰返し数に乘ずる補正係数 C_1 は式(3)によって求められる。

$$C_1 = \sum (\kappa)^{1/4} \cdot p(x) \cdot \Delta x \quad \left. \begin{array}{l} \text{ここに、}\kappa: \text{モーメント影響値} \\ p(x): \text{輪荷重の通過位置別密度分布} \end{array} \right\} \quad (3)$$

ここで、 $\Delta x = 10\text{cm}$ として計算した C_1 は表-1に示す通りで、修正等価繰返し数 $N_{eq} = C_1 \cdot N_{eq}$ も同表に示している。この C_1 の値はS-N曲線によって大きく影響されることに注意したい。

2.3 疲労に対する安全性の考察

上記の N_{eq} 、 N_{eq} をもって各床版の安全性が評価出来る。今、各床版の許容応力 σ は鋼材(SS41)の 1400kg/cm^2 とすると、活荷重応力(衝撃も含め)の占める割合は最大95%で、その応力は 1330kg/cm^2 となる。また、 N_{eq} 、 N_{eq} と算出した輪荷重頻度調査の輪荷重は走行中の値であるから衝撃を含んでおり、許容応力も衝撃を除いた値に修正すべきで、その修正値は 960kg/cm^2 ($\alpha = 0.385$)となる。これらの各許容値と N_{eq} 、 N_{eq} の時の疲労強度と比較して最終的に、安全率 M_1 ($\sigma = 1330\text{kg/cm}^2$ を基準にした場合)または M_2 ($\sigma = 960\text{kg/cm}^2$ を基準にした場合)が表-1の如く得られる。

1) 許容応力一極までの設計を行った場合の安全性について

表-1より明らかになるように補正を施さない N_{eq} に対する安全率は、格子床版の全国平均値で評価した場合を除いて、全て“1”以下であり、もし、輪荷重の通過軌跡が一定の場合には床版の安全率は0.7を下回る必要がある。また、 N_{eq} を用いて評価した場合でも、虎姫町のような大型混入率の高い道路橋では“1”以下となり、やはり床版の疲労寿命は短いことが理解される。2種の床版と比較すると、S-N曲線の傾きが小さい格子床版の方が疲労に関しての安全性は低くある。サンドウィッチ床版でも下側鋼板のスタッドを除去し、疲労強度に余裕のある高力ボルトのみをセン断と受けるように改良を加えると、その安全性は向上するであろう。

2) 同じ床版厚で比較した両者の安全性について

格子床版やサンドウィッチ床版は軽量性という、フレハブ床版であるが、小型工形鋼の最小寸法や製作法の問題上、最小床版厚は、前者に関して12.4cm、後者は12cm位となる。この床版厚でも同橋格用のRC床版の重量と比較すると非常に軽量となっている。さて、この両者の最低床版厚が等しいことから同床

表-1 等価繰返し回数と安全率

版厚の場合の安全性の違いについて評価を加える。この時の等価繰返し数

プレハブ床版	輪荷重位置別頻度による補正の有無	C_1	滋賀県虎姫町			全国集計昭和45年度			全国集計昭和46年度		
			Neq, Neq		安全率	Neq, Neq		安全率	Neq, Neq		安全率
			(10^6N)	v_1	v_2	(10^6N)	v_1	v_2	(10^6N)	v_1	v_2
閉床式	無 Neq		77.75	0.507	0.702	4.440	0.791	1.096	7.643	0.726	1.006
鋼格子床版	有 Neq	0.263	20.45	0.671	0.929	1.168	0.971	1.345	2.010	0.894	1.239
コンクリートサンド	無 Neq		41.53	0.471	0.653				8.360	0.684	0.948
ウイッチ鋼床版	有 Neq	0.385	15.98	0.589	0.817				3.220	0.854	1.182

として虎姫町の N_{eq} を用い、スパン2mの設計曲がモーメントは示方書による。この結果、各床版の発生応力と安全率は表-2に示す如くなり、1)とは逆に、サンドウィッチ床版は非常に大きな安全率

表-2 同床版厚による安全率の比較

プレハブ床版	床版厚 (cm)	応力 (kg/cm^2)		安全率	
		衝撃有	衝撃無	v_1	v_2
格子床版 (I@15cm)	12.4	1033	746	0.864	1.195
サンドウイッチ床版	12.0	532	384	1.473	2.043

を有することの理解され、同程度の床版厚ではサンドラッチ床版の方が、静的耐力と同様、疲労に対しては安全性が高いといえる。格子床版でも、スパン3mまでなら最小床版厚で安全率が“1”以上になり供用に耐え得るであろう。

以上、2種のプレハブ床版の安全性について評価したが、従来の設計法では安全率が“1”以下となる場合が多く、荷重頻度と疲労特性を十分調査して、より安全率が最低“1”になるよう設計しなければならない。種々の制約上、床版厚を大きくできない場合には、車輛最大通過位置をモーメントの小さい所に来るようレーンマークと支持桁の位置の組合せに操作を加えることにより、安全性の確保が可能となるであろう。自動車交通量の激増の傾向にある今日、床版の疲労に対する安全性は大切な問題である。このため、交通量の正確な伸び予測と、それによる的確な設計が切望される。

3. PSしない連続合成桁橋の負の曲げモーメント域における疲労に対する安全性について^{注1)}

PSしない連続合成桁に問題点として、繰返し荷重を受ける場合の負の曲げモーメント域におけるおれ止めの取付けられた鋼材に上フランジの疲労強度およびコンクリート床版のひびわれなどが考えられる。そこで、これらについて筆者らが実施した一連の疲労実験結果²¹⁾とこれまでに施行された数橋の設計例とを比較することにより、現行の設計荷重体系のもとにおける橋の安全性と疲労現象の面から評価し、今後のこの種型式の橋梁設計への一助にしたいと考える。このため、PSしない連続合成桁に橋り設計例よりよく似たスパン(30m程度)の6橋^{注2)}を選び、中間支点付近の3種類の応力、a.鋼材に上フランジ応力(引張応力)、b.おれ止め(スタッドジベル)のせん断応力、c.床版内の橋軸方向鉄筋応力に対するそれぞれの平均的設計値を求め、これらの値を用いて疲労に対する安全性について検討を加えることにした。

なお、疲労問題を云々する場合に、設計計算上の応力を用いて議論することは設計荷重に対応するよう荷重が主桁に数十万回〜数百万回も満載されることのあるかどうかきわめて疑わしいこともあって必ずしも妥当とは思えないが、実橋の安全性判定に対する一つの目安にはなるものと思われる。

3.1 主桁に上フランジの疲労に対する安全性

PSしない連続合成桁に関する疲労実験の結果²¹⁾、負モーメントを受ける場合の引張の疲労状態に関して、スタッドジベル自身のせん断疲労破壊あるいは橋軸方向鉄筋の疲労現象などは観察されず、スタッドの溶接された引張フランジがスタッド付着根において疲労亀裂を発生し、荷重の繰返しと共にフランジ全幅、次いでウエブへと進展していくという破壊現象がみられた。そこで筆者らはスタッド付根におけるフランジの引張応力、スタッドのせん断応力およびこれら両者を組み合わせた主応力などを用いて、この疲労破壊現象を評価することを試みてきた。本項はこの方法を実際の設計例について適用し、実橋の安全性を判定しようとしたものである。

主桁の中間支点の上フランジの応力のうち死荷重応力および活荷重応力が鋼材の許容応力に対して占める割合はそれぞれの設計条件(橋桁、スパン、主桁断面形状など)により異なるのは当然であるが、大雑把な割合を知るために6橋の設計計算値の平均値を用いて表わすと次式のようになる。

$$\sigma = 0.90 \sigma_a, \quad \sigma_s = 0.23 \sigma_a, \quad \sigma_r = \sigma - \sigma_s = 0.67 \sigma_a \quad (4)$$

注1) “鋼道路橋の合成桁の設計—合成作用の取扱について—”⁷⁾ より一部引用。

注2) 大阪市工務局：大正橋/堺市：嵯峨橋/御堂筋線高架道路橋/下城見橋/矢田新橋、兵庫県：鴨北橋。

ここに、 σ_a ：鋼材の許容引張応力度， σ ：合成前死荷重，
合成後死荷重および活荷重によるフランジの引張応力，
 σ_c ：活荷重によるフランジの引張応力， σ_d ：合成前死荷重
および合成後死荷重によるフランジ引張応力。

式(4)の関係を各種の鋼材に対して適用できるものと仮定し、
おのれおのれの応力を計算すると表-3のようになる(これを便宜上
平均的設計応力値と呼ぶことにする)。

また、おのれおのれ(スタッドジベル)のせん断応力に対しては、
上と同様にして次式のように表わせる。

$$\tau = 0.37 \tau_a, \quad \tau_c = 0.30 \tau_a, \quad \tau_d = \tau - \tau_c = 0.07 \tau_a \quad (5)$$

ここに、 τ_a ：スタッドの許容せん断応力度， τ ：合成後死荷重および活荷重によるせん断応力，
 τ_c ：活荷重によるせん断応力， τ_d ：合成後死荷重によるせん断応力。

ただし、せん断応力の計算に当たっては実験値と対応させるために鋼断面(鋼材に断面に軸方向鉄筋を算入した断面)を用いている(実際の設計では簡単のために合成断面を用いて計算しており、改訂の方書もそのように規定している)。式(5)の関係をスタッドに対して一般的に適用できるものと仮定し、通常用いられるスタッド($\phi 22 \times 150 \text{ mm}$ ， $\sigma_{sk} = 300 \text{ kg/cm}^2$)に用いれば表-4のようになる。なお、以下においては(σ ， τ)，(σ_c ， τ_c)，(σ_d ， τ_d)をそれぞれ疲労内題を取扱う場合の最大応力、応力範囲、最小応力と考える。実験結果と比較することにする。

1) フランジの引張疲労強度

一般にスタッドが溶接された鋼材の引張疲労強度を求めるには、鋼材試験片と直接引張る疲労試験(鋼材試験)と模型合成材に負の曲げモーメントを与える疲労試験(析試験)の二つの方法が考えられる。図-6は筆者らがこれを試行したときに鋼材および析試験結果^{1,2)}と引張応力範囲によりプロットしたS-N線図上に表-3中の各鋼材の応力レベルを記入したものである。図によれば、設計例より得られた各鋼材の応力範囲はいずれも実験結果のそれとかなり下まわっており、200万回疲労強度における安全率は554の場合で約3.3、5M58の場合でも約2.8程度あり、フランジの疲労破壊発生危険性は高いものと考えられる。

一方、最小応力と最大応力の比、すなわち応力比 R (=最小応力/最大応力)の面から検討すると、鋼材試験では応力比が約0.1程度であるのに対し、設計例の場合は式(4)から明らかのように約0.74程度であり、両者にかなり大きな差がある。そこで、応力比の影響を考

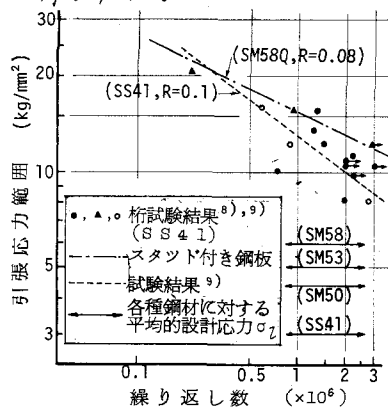


図-6 引張応力によるS-N線図

表-3 フランジの平均的設計
応力 (kg/cm²)

鋼種	σ_a	σ	σ_c	σ_d
SM58	2,600	2,300	600	1,700
SM53	2,100	1,900	500	1,400
SM50	1,900	1,700	450	1,250
SS41	1,400	1,250	300	950

表-4 スタッドの平均的設計
応力 (kg/cm²)

使用スタッド	τ_a	τ	τ_c	τ_d
$\phi 22 \times 150$ $\sigma_{sk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	660	240	200	40

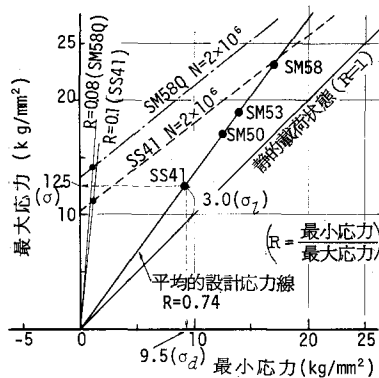


図-7 疲れ限度線図

算するために図-6 に示した S S 4 / および S M 5 8 Q のスタッド付鋼板の S-N 曲線に基づいて、縦軸に最大応力、横軸に最小応力を持った 200 万回の繰返し数に対する疲れ限度線図を作成し、その図上に表-3 に示した各鋼種の平均的設計応力値を記入すれば図-7 が得られる。図からも明らかのように、S S 4 /、S M 5 0 および S M 5 3 の各平均設計応力点はいずれも S S 4 / の疲れ限度線の下にあり、また S M 5 8 についても S M 5 8 Q の疲れ限度線の下にあることから、応力比の影響を考慮しても、破壊に対する安全率は S S 4 / の場合で約 2.0、S M 5 8 の場合で約 1.6 程度あり、十分安全であると言える。

2) フランジの引張疲労強度に及ぼすせん断応力の影響

筆者らはこれまでに行なった実験結果から、合成桁に於ける構造部材としてのスタッド付引張フランジにおいてはフランジ曲げ応力とスタッドせん断応力との組み合わせ応力状態となるため、せん断応力の影響によりフランジの疲労強度が単なるスタッド付鋼板の場合に比べさらに低下するということを指摘してきた^{2) 9)}。

そこで、表-3 および表-4 により主応力範囲 $\sigma_{pl} (= \sigma_e/2 + \sqrt{(\sigma_e/2)^2 + \tau_e^2})$ を計算し、これまでの疲労試験結果を主応力によりまとめた S-N 線図に記入すると図-8 のようになる。

図中、○印はスタッド付鋼板試験 (S S 4 /) を用いて鋼板の引張りとスタッドのせん断とを同時に与えた組み合わせ応力疲労試験の結果であり、その時のせん断応力範囲 0、200、300 kg/cm² の 3 種のものを用いて示している。

図-8 に見るごとく、設計例の S S 4 / 材の主応力範囲は鋼板試験結果の 200 万回疲労強度よりむしろ下方に位置し、さらに 200 万回において新試験結果は鋼板試験結果に比べてかなり強度が高くなる^{2) 9)} であり、すなわち場合には鋼板の場合に比べて条件が緩和されるものと思われることから、スタッドせん断応力の影響も考慮に入れればかなり安全であると考えられる。また、他の鋼材については現在のところ疲労試験結果が得られていないので明確なことは言えないが、図-7、図-8 などをもとに、S S 4 / についての上記の傾向を考慮合わせれば、やはり疲労破壊の発生は低いものと思われる。

以上により、現行の示方書に示された荷重体系のもとで設計された P S しない連続合成桁に於いては使用鋼材の如何にかかわらず、中間支点付近の主に上フランジが疲労破壊することは低いものと考えられる。また、将来交通荷重の大きさが増加したとしても、建設省の一連の調査^{1) 2) 3)} によっても明らかのごとく、ここで取扱ったような設計応力に相当する大きさの荷重が数十万～数百万回も繰返しされることは考えられなければならないため、橋の寿命が上フランジの疲労で定まることは低いものと思われる。しかし、疲労問題にはかなりのばらつきがあり、また応力集中の影響も考慮する必要があるため、すなわち中間支点の垂直補鋼材の直上などにスタッドを溶接しない等構造上の配慮が望ましい。

3.2 床版のコンクリートのひび割れ

合成桁に於ける曲げモーメントを与える繰返し荷重を受けた場合

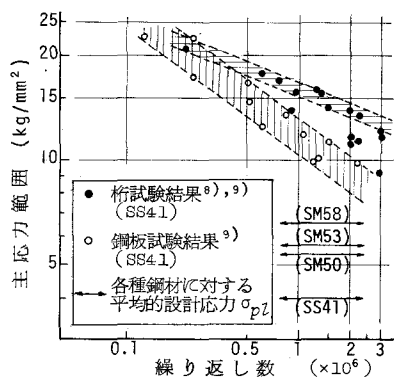


図-8 主応力による S-N 線図

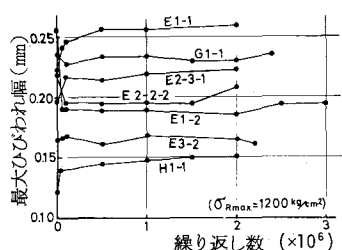


図-9 最大ひびわれ幅の変化

の板のコンクリートに生ずるひび割れの性状を示したのが図-9である。これは折疲勞試験⁽⁹⁾より得られたものであり、これから最大ひびわれ幅(荷重の繰り返し数10万回程度までは多少の増減があるが、それ以後は繰り返し数の増加とともに著しく増大していくようはことばなく、ほぼ一定の値を保つことがわかる。また、繰返し荷重を与えることにより最大ひびわれ幅が増加する場合でも、最初の静的載荷時の高さ1.3倍程度であった。一方許しうる最大ひびわれ幅0.2mmとすれば静的実験の結果⁽⁹⁾より、橋軸方向鉄筋が適当な断面積比、周長率、径をとるものとすれば鉄筋応力として 2000 kg/cm^2 程度まで認めうると報告されている。

ところで式(4)および(5)を求める際に用いた6橋の設計例では負モーメント域の橋軸方向鉄筋の断面積として板のコンクリートの1.5~2.0%程度、周長率として 0.04 cm/cm^2 程度、径としてD16~D19を使用したものであるが、いずれもその主たる作用としての合成後死荷重および活荷重による合計応力では最大のものでも 1000 kg/cm^2 以下であった。したがって、この程度の主たる作用としての鉄筋応力では上記の静的および疲勞試験の結果より判断して最大ひびわれ幅が許容値0.2mm以上になることはないと考えられ、また、繰返し荷重によつてこの間進行することはないと考えられる。

さらに、改訂示方書では橋軸方向鉄筋の断面積比を2%以上、周長率を 0.045 cm/cm^2 以上、鉄筋径としてD13~D19と規定しており、鉄筋の許容引張応力 1400 kg/cm^2 (床版作用と重め合せの場合でも $1400 \times 1.2 = 1680 \text{ kg/cm}^2$)におさえているので、これによる限り版のひび割れに関して問題はないものと思われる。

4. 薄肉プレートガーダーの疲勞

ここでは、今まで問題にされなかった、比較的大径間に用いられる薄肉ウェブプレートガーダーの疲勞について述べる。大径間のプレートガーダーが薄肉化の傾向にあることは前述の通りであるが、薄肉化による特有の疲勞現象も最近の研究で明らかにしてきた。

即ち、従来stocky beamの疲勞で問題とされてきた。桁の引張部の亀裂ではなく、圧縮側の腹板に生ずる亀裂である。この疲勞亀裂は腹板の面外変形(横撓み)により生ずる腹板境界部の二次曲げ応力によつて生じ、荷重の繰り返しと共に成長するものである。(図-10)

この種の亀裂の発生に關する因子として⁽¹²⁾は次の様々事が載せられる。

(1)腹板の初期撓み量 (2)荷重による腹板の撓み量の変化 (3)最大荷重と荷重範囲 (4)このときの破境界部の二次曲げ応力 (5)応力-疲勞壽命關係における腹板材料の性質(S-N曲線等)。

(1)の初期撓み量は、また、腹板板厚、腹板細長比、パネルの縦横比及び組立て時の腹板材の平坦度や溶接順序等非常に多くの因子により左右されるものであり、その形状及び撓み量を定量的に取扱うのは困難である。(2)(4)は相互に關連を有する因子である。或る荷重範囲(3)における、腹板の撓み量の変化(2)に伴えば、ある程度腹板境界部の応力(4)は推定可能である⁽⁶⁾。しかし、この腹板の撓み量の変化量が荷重(3)と非線型な關係にあることから、腹板境界部の板曲げ応力を設計段階でチェックすることは不可能である。又、(5)についても、この部分が溶接部材としては特殊な応力状態である

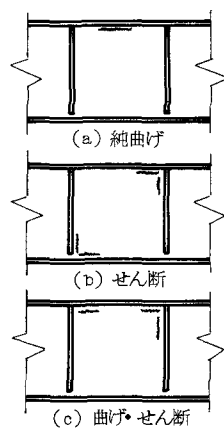


図-10 腹板の二次曲げ亀裂

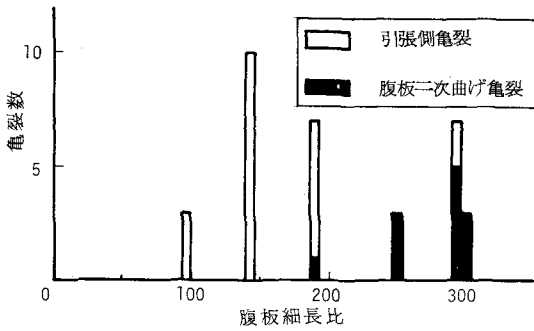


図-1.11 腹板細長比と亀裂の種類

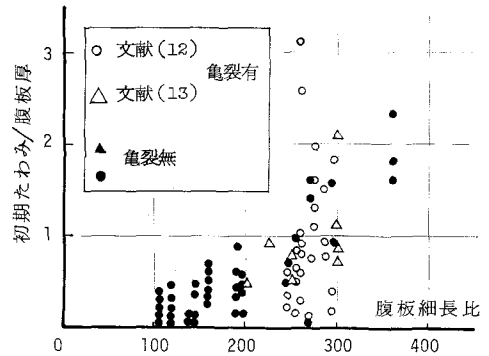


図-1.12 腹板細長比と初期たわみ

ことから、まだこの種の資料が少ないのが現状である。

このように、この種の亀裂の解析的取扱いの困難さから、筆者らは、大型薄肉プレートガーダー試験床を用いて、この亀裂の発生例と発生条件を明らかにするため、主として純曲げ状態において、腹板の細長比(β)、縦横比(d)、水平補剛材の有無等を変えて実験を行なった⁽¹²⁾。図-1.11は水平補剛材の無いものについて、筆者らの研究及び他の実験例^{(12),(13)}ともに腹板細長比と亀裂の発生数⁽¹²⁾を、又、図-1.12は腹板細長比と最大初期たわみ量の関係及び亀裂発生の有無^{(12),(13)}を示したものである。前述の如く、腹板の二次曲げ亀裂の発生に関しては、多くの因子が考えられるにもかかわらず、これらの因子を無視してプロットした図-1.11,12を判る様に、腹板細長比との強い相関関係が認められる。即ち、腹板の初期たわみ、応力振巾、平均応力等の因子を無視しても、腹板の細長比を制限することにより、この種の亀裂の発生を阻止出来ることが判る。これらの実験結果から、水平補剛材のない板については、腹板細長比の限界値は200前後と推定される。

又、水平補剛材はこの種の亀裂の発生を阻止あるいは遅延に効果があること、縦横比を小さくすることによっても、同様の効果があることが判った。しかし、まだ資料が少ないためその効果の程度は確かではないが、Lehigh大学の研究による、腹板細長比の制限値⁽⁶⁾を借りるならば、次式の様になる。

$$\left. \begin{aligned} R_c &= 9680 / \sqrt{\sigma_y} && (\text{垂直補剛材を有する桁}) \\ R_c &= 19400 / \sqrt{\sigma_y} && (\text{垂直・水平補剛材を有する桁}) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここに σ_y は腹板材の降伏応力(kg/cm^2)と表わし、特に上下非対称断面桁の β は Z_y/c (c は中立軸より圧縮側上縁までの距離)と表わされる。上式によつて得られる腹板の許容最大細長比と改訂道示の腹板細長比制限とを比較すると表-5の様になる。

表より、新道示の曲げを受ける板部材の座屈に対して安全率1.4を取つて得られた腹板の細長比制限値は、いかなる腹板の二次曲げ疲労に対しても、問題はないようである。

実験⁽¹²⁾と用いられた荷重は、下フランジ応力度として、平均すると $G = 1.0/6a$ (最大応力)

$G_d = 0.376a$ (最小応力), $G_c = 0.646a$ (応力振巾)

(G_a は許容応力)であるが、交通30mのクラスの非合成板断面数例について設計応力における死荷重応力と活荷重応力の占める割合を調べた結果は、平均

$G = 0.98 G_a$, $G_d = 0.58 G_a$, $G_c = 0.40 G_a$ であり実験で

表-5 腹板細長比の制限値

鋼 種		SS41	SM50	SM50Y	SM58
σ_y (kg/cm^2)		2400	3200	3600	4600
垂直補剛材を有するもの	式(5)	200	170	160	140
	改訂道示	152	130	123	110
垂直・水平補剛材を有するもの	式(5)	400	340	320	280
	改訂道示	256	220	209	188

は実際の設計荷重より相対的に厳しい条件下で行われた。しかも、建設省の調査によれば、このような設計応力に近い荷重が載荷されることは、ほとんどないことが報告されていることから、現行示方書により設計された板桁については、疲労に対する考慮は現在の安全率の中に含まれていると考えやすい。しかし、最近、腹板の終局強度に期待して、安全率も桁の終局強度に対して取る、終局強度設計法も示方書内にも取り入れられるものがある¹⁷⁾。即ち、改訂道示においても、剪断パネルについては、終局強度に対して安全率 γ を取った結果、せん断圧縮に対しては安全率は $1/\gamma$ まで引き下された。今後の研究いかんによっては純曲や及び曲や剪断の組合せパネルにも、この終局強度設計法が取り入れられる可能性があるが、Lehigh大学の研究によれば、腹板の境界溶接部においては、腹板の面外撓みによって、腹板圧縮荷重以下の作用荷重で局部的な降伏を生ずることがあり、この部分に二次曲や亀裂発生¹⁸⁾の恐れがあることも報告している。特に剪断力の作用するパネルでは、この種の亀裂は、張力場のアンカー部に生ずるため、充分の注意が必要である。即ち、桁の終局強度に対して安全率を取って設計する場合にも、少なくとも、腹板細長比と、上記制限値以内にとどめる様考慮する必要がある。

5. あとがき

以上述べたごとく、同じ橋梁の構造部材でも、設計荷重体系が異なる床版と主桁とでは、疲労に対する安全性が非常にアンバランスであることが判った。従って、床版に対しては適切な疲労設計の確立が望まれる一方、主桁については現在のところ疲労設計の必要性はないが、将来終局強度を対象とした荷重係数設計法等の新しい設計法が取り入れられる際にはここを取りとめた様疲労問題について十分検討を加える必要があるものと思われる。

参考及び引用文献

- 1) 前田、松井：実物大鋼格子床版のR0床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究、土木学会論文報告集、才181号、昭和45年9月
- 2) 国広、太田：鋼格子床版に関する報告書、建設省土木研究所資料、才560号、昭和45年2月
- 3) 波田、守、大塚、伊丹：プレキャストコンクリート床版の疲労強度に関する実験的研究、土木学会昭和47年関西支部学術講演会概要集、昭和47年6月
- 4) 新日鉄建材開発部相模原研究室、コンクリート充填グレーチング床版静的試験及び疲労試験報告書、昭和42年1月
- 5) 前田、松井：Prefabricated Steel Deck Plates Sandwiching Concrete, 9th Cong. of IABSE, 1971.9
- 6) 前田、松井：コンクリートサンドウイツ鋼床版の疲労試験、土木学会年次学術講演会、昭和47年10月
- 7) 前田、佐伯、日種、梶川：鋼道路橋の合成桁の設計・合成作用の取扱いについて・、道路、昭和47年7月
- 8) 前田、梶川：負モーメントを受ける合成桁の疲労破壊に関する研究、才16回橋梁構造工学研究会発表会、昭和44年12月
- 9) 前田、梶川：Fatigue Strength of Steel Plate with a Stud Shear Connector for Application to Continuous Composite Beams, 9th Cong. of Iabse, 1972.5
- 10) 橋、向山、湊：プレストレスしない連続合成桁の静的実験、土木学会10号、昭和43年

- 11) 中井、事口、井上、日種：プレストレスしない連続合成桁の静的実験（才2報）、才25回土木学会年次学術講演会概要、昭和45年
- 12) P.J.Patterson, J.A.Corrado, J.S.Huang and B.T.Yen: Fatigue and Static Tests of Two Welded Plate Girders, WRC Bulletin 155, Oct., 1970
- 13) Y.Maeda: Initiation of Fatigue Cracks in Welded Plate Girders, 1st Int. Symposium of J.W.S., Nov., 1971
- 14) H.S.Lew and A.A.Toprac: Fatigue Strength of Hybrid Plate Girders under Constant Moment, Highway Research Record, No.169, 1967
- 15) Y.Kurobane, D.J.Fieiding and A.A.Toprac: Additional Fatigue Test of Hybrid Plate Girders under Pure Bending Moment, Research Rpt. No.96-1f, Center of Highway Research, The University of Texas, 1967
- 16) 例えば J.A.Mueller and B.T.Yen: Girder Web Boundary Stresses and Fatigue, WRC Bulletin 127, Jan., 1968
- 17) AASHTO Committee on Bridges and Structures: Interim Specifications, 1971
- 18) 国広：橋梁の応力頻度と輪荷重調査、JSSC, Vol.15 No.43, 1969.7
- 19) 建設省土木研究所：橋梁に生ずる応力の実態調査研究、才23回建設省技術研究発表会、昭和44年11月
- 20) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐荷力と供用限界に関する研究、才24回建設省技術研究発表会、昭和45年11月
- 21) 建設省土木研究所：設計活荷重に関する研究・交通荷重の実態と橋梁設計への適用・、土木研究所資料才701号、昭和46年11月
- 22) 国広、井上：鋼床版への疲労設計の適用例、土木技術資料、昭和47年2月