舗装用コンクリートの寸法効果を考慮した 設計曲げ疲労曲線の提案

吉本 徹¹・亀田 昭一²・佐藤 良一³

¹正会員 一般社団法人セメント協会 研究所 (〒114-0003 東京都北区豊島4-17-33)

E-mail: toru-yoshimoto@jcassoc.or.jp

²正会員 ニチレキ株式会社 技術顧問 (〒102-8222 東京都千代田区九段北4-3-29)

E-mail: s.kameta@naf-net.co.jp

³正会員 広島大学名誉教授 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail: sator@hiroshima-u.ac.jp

高さが150mm, 300mm, 450mmの供試体を用い疲労破壊回数に対する寸法効果を実験的に検討した。応力比は0.7, 0.8および0.9である。応力比0.7の場合供試体高さの増大につれて破壊回数は増加した。0.8では寸法効果は小さく, 0.9では300mmと450mm供試体の破壊回数は概ね同一であったが150mm供試体のそれよりは大きかった。この結果に基づき所要の破壊確率における供試体高さおよび応力比をパラメータとする曲げ疲労曲線を提案した。長期間供用された国道のコンクリート舗装のひび割れ調査による疲労ひび割れ発生比率と本提案および2007年制定舗装標準示方書の疲労曲線に基づいて算定した破壊確率との比較から本疲労曲線の有用性を示し, さらに実務に資するため舗装用コンクリートの寸法効果を考慮した設計曲げ疲労曲線を提案した。

Key Words :concrete pavement, size effect, fatigue failure probability, stress/strength ratio, design flexural fatigue curve

1. はじめに

コンクリート舗装は, 一般に曲げ疲労ひび割れの発生を限界状態として設計される。しかし, 現実には疲労ひび割れ発生後も供用され, 補修や打換えの要否, それらを実施する場合の時期をひび割れ度や段差で判断することが多い。このことは, 条件によってはひび割れ後も段差が小さければ, ある期間はほとんど支障なく供用できることを意味する。しかし, ひび割れ後の性能低下を的確に予測しさらに評価することは, 設計の合理性を高めるが, 容易ではない。そのため, 版厚設計法にひび割れ後の性能評価を取り入れないのが現状である。このことから, 曲げ疲労ひび割れの発生を限界状態として設計する方法は, 比較的に分り易くかつ信頼性が高いという観点から, 一般的になっていると考えられる。

曲げ疲労ひび割れの発生を限界状態とするコンクリート舗装の版厚設計の手順は, i) コンクリート版に発生する荷重応力およびコンクリート版上下面の温度差によるそり拘束応力の合成応力を求め, ii) 設計曲げ疲労曲線および輪荷重の大きさごとの予測交通量により疲労度を算

定し, iii) 所定の設計耐用期間に累積された疲労度が1.0以下になるよう版厚を算定する, である。ここでいう疲労曲線は, コンクリート版に発生する応力とコンクリートの曲げ強度との比である応力比と疲労破壊回数の関係を表わしたものである。

コンクリート版の版厚設計においては, コンクリートの曲げ疲労特性は要であるので, これまで国内外で多数の実験的研究が行われてきた。例えば, Murdock and Kesler¹⁾, 岩間²⁾, Galloway et al.³⁾, 小梁川ら^{4,5)}の研究が主な研究として知られている。これらの研究に示された多くの曲げ疲労試験結果は, 高さ150mmの供試体によって得られたものである。

しかし, 実際のコンクリート舗装の版厚は, 道路舗装では250~300mmが一般的で, 空港舗装においては450mmになる場合がある。このように実舗装の版厚は, これまでの曲げ疲労実験で用いられた供試体の寸法に比べるとかなり厚い。

そこで筆者らは供試体高さ150mmおよび450mmの供試体を用い, 曲げ強度のみならず曲げ疲労特性も寸法効果により異なることを実験的に示し, 供試体引張域の引張

軟化の有無がその原因であることを明らかにしている⁹⁾。

本論文は、コンクリート舗装版の版厚設計の合理化に資することを目的とし、寸法効果を考慮した実用的な曲げ強度の推定式とともに、上記の筆者らの結果に供試体高さ300mmの供試体を加えた曲げ疲労実験結果をもとに、所要の疲労破壊確率における、版厚および応力比をパラメータとした曲げ疲労曲線を提案する。さらに、本疲労曲線および2007年制定舗装標準示方書⁷⁾(以下、示方書07)の疲労曲線のそれぞれにより算出した累積疲労度に基づいて予測した長期間供用された道路のコンクリート舗装の疲労破壊確率とその道路のひび割れ調査に基づく疲労ひび割れ発生比率との比較から、本疲労曲線の有用性を示す。これに基づき、版厚設計のための設計曲げ疲労曲線を提案する。

なお、示方書に関する引用については、示方書07に規定され、最新版の2014年制定舗装標準示方書(以下、示方書14)に規定されていない条項や解説については示方書07とし、これに該当しない場合は示方書14としている。

2. 実験方法

使用したセメントは普通ポルトランドセメント(密度 3.16g/cm^3)、細骨材は陸砂と砕砂の混合砂(F.M. 2.56)、粗骨材は最大寸法40mm、破砕値12.0%の砂岩碎石を使用した。コンクリートの配合は表-1に示すとおりである。

高さが150mmの $150\times 150\times 530\text{mm}$ (スパン450mm)の寸法の供試体(以下、H150と呼ぶ)および高さが450mmの $450\times 200\times 1800\text{mm}$ (スパン1350mm)の寸法の供試体(以下、H450と呼ぶ)⁹⁾に加えて、高さが300mmの $300\times 200\times 1200\text{mm}$ (スパン900mm)の供試体(以下、H300と呼ぶ)を新たに30体作製した。これにより、種々の版厚に適用し得る曲げ疲労曲線を検討することが可能となる。

すべての供試体はJIS A 1132「コンクリートの強度試験用供試体の作り方」と同様、また試験時に供試体高さ方向のブリーディングの影響を取り除くために、供試体高さ方向に対して直角方向の面よりコンクリートを打設し作製した。また養生は、打設後から材齢14日まで湿布養生し、その後は室内気中曝露した。

供試体の曲げ疲労試験の開始材齢は、著者らが報告した文献⁶⁾のとおり、供試体の乾燥により低下した曲げ強度が回復した材齢以降とした。ここで、曲げ強度が回復した材齢とは、材齢14日間湿布養生した各寸法の3本の

表-1 コンクリートの配合

水 セメント 比(%)	単位量 (kg/m^3)				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	AE 減水剤
42	150	357	576	1247	1.504

平均曲げ強度を基準に、その後気中曝露により低下した曲げ強度が材齢の経過とともに回復し、基準とする平均曲げ強度の95%以上になる材齢を意味する。具体的な試験材齢は概ね、H150供試体の場合は160～240日、H300の場合は240～360日およびH450の場合は270日～380日であった。

コンクリートの曲げ疲労試験は、図-1に示すように、サーボ制御方式の容量490kNのアクチュエータを用いて行った。载荷は3等分点载荷とし、载荷波形は正弦波、载荷サイクルは5Hz、最大応力は実験より得られた平均曲げ強度に対して70%、80%および90%(応力比0.7、0.8および0.9)の3水準とし、一応力当たり10～12体を曲げ疲労試験に供した。最小応力はいずれの場合も曲げ強度の3%とした。

3. 曲げ強度の寸法効果とその推定式

筆者らは舗装用コンクリートの曲げ強度の寸法効果を確認するために、供試体高さ150mm(H150)、300mm(H300)および450mm(H450)の供試体による曲げ強度試験を実施した⁹⁾。試験体数はH150とH450が10体、H300が5体、使用したコンクリートは曲げ疲労試験用供

図-1 曲げ疲労試験装置概要

図-2 舗装用コンクリートの曲げ強度の寸法効果

試体と同じ配合である。図-2に示すとおり、H150、H300およびH450の各供試体の平均曲げ強度はそれぞれ5.38MPa、4.61MPaおよび4.44MPa、それらの試験材齢はそれぞれ157日、235日および266日であり、曲げ強度は供試体高さが大きくなるほど低下する。示方書07に規定された曲げ強度の寸法効果式は、同図に示されているように、実測の寸法効果を過小評価する。この寸法効果式は、普通コンクリートを対象とした1978年のCEB-FIP Model Codeの実験式⁹⁾を取り入れたものである。一方、筆者らは寸法効果を考慮した曲げ強度の推定を破壊力学的観点から行っており、その推定精度が高いことを明らかにしている⁶⁾。しかし、破壊力学的アプローチによる曲げ強度の推定では、破壊エネルギー、弾性係数、引張強度で構成される特性長さを求める必要があり必ずしも実用的でない面がある。このことから図-2に示すように、実験結果をもとに供試体高さ h をパラメータにした曲げ強度算定式 式(1)を提案する。なお、本論文で用いる曲げ強度は式(1)で示しているように、平均曲げ強度を意味する。

$$f_{b,h} = 0.43 \left(1 + \frac{7.04}{\sqrt[3]{h}} \right) f_{b,h150} \quad (1)$$

ここに、 $f_{b,h}$ ：供試体高さ h (mm) の平均曲げ強度 (MPa)

$f_{b,h150}$ ：供試体高さ 150mm の平均曲げ強度 (MPa)

4. 曲げ疲労試験結果および考察

(1) 試験結果

図-3は、H150、H300およびH450供試体による曲げ疲労試験結果を示したものである。なお、実験結果のプロットが重なり合うH300およびH450については応力比を ± 0.01 ずらして表示した。この図から疲労試験結果にばらつきが認められるものの、応力比0.7ではH150とH450供試体の疲労破壊回数が明らかに異なっており、疲労破壊回数の寸法依存性が認められた。また、応力

図-3 曲げ疲労試験結果

比0.9ではH150の疲労破壊回数はH300、H450に比べて小さい傾向が認められる。これらに対し、応力比0.8の場合には寸法依存性はほとんど認められない。

同一応力比における疲労破壊回数の分布は対数正規分布に従う⁹⁾とされていることから、この考えに従い応力比ごとの疲労破壊確率 P_f と疲労破壊回数 $\log N$ の関係 (P_f - $\log N$ 関係) を以下の手法により求めた。

図-4 疲労破壊確率と疲労破壊回数との関係 (応力比 0.7)

図-5 疲労破壊確率と疲労破壊回数との関係 (応力比 0.8)

図-6 疲労破壊確率と疲労破壊回数との関係 (応力比 0.9)

まず同一応力比の曲げ疲労試験に用いられた供試体の疲労破壊確率 P_f は、順序統計の方法に従って、式(2)により求めた。

$$P_{fi} = \frac{i}{n+1} \times 100 \quad (2)$$

ここに、 P_{fi} : 各応力比ごとの破壊回数を小さい順に並べた場合の i 番目の供試体の疲労破壊確率(%)
 n : 供試体数

同一応力比における疲労回数の分布が対数正規分布に従うとしているので、疲労破壊確率 P_f は、式(3)の確率密度関数 (z : 確率変数) で表すことができる。

$$P_f = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) dz \quad (3)$$

式(2)および式(3)の関係を用いて、供試体高さごと、応力比ごとの $P_f - \log N$ 関係を示すと、図4～図6のようになる。この場合、疲労破壊確率 P_f は確率変数 z と式(3)の関係があるので、疲労破壊確率 P_f を設定すれば確率変数 z を求めることができる。そこで、これらの図中には疲労破壊回数 $\log N$ - 確率変数 z 関係で表した回帰式と相関係数 r も表示した。これらの図から、いずれの応力比の場合も、疲労破壊確率と疲労破壊回数の対数は高い相関性を有していることが確認できる。

供試体の高さごと、応力比ごとに求めた回帰式から、疲労破壊確率 $P_f=50\%$ の疲労破壊回数を求めると、表-2のようになる。表-2 および図4～図6 から以下のことが

表-2 疲労破壊確率 $P_f=50\%$ 時の疲労破壊回数 (回)

供試体 \ 応力比	0.7	0.8	0.9
H150	28,866	2,194	70
H300	200,205	2,373	449
H450	935,926	1,930	475

図-8 応力比 0.7, 0.8 および 0.9 時の応力分布

明らかになった。

- 応力比 $S=0.7$ では、明確に寸法効果が認められ、H150 と H450 の疲労破壊確率と疲労破壊回数の関係の回帰直線は概ね平行であるが、H300 の疲労破壊回数は疲労破壊確率が小さくなると H150 のそれに近づき、大きくなると H450 のそれに接近する。この寸法効果により、疲労破壊確率 $P_f=50\%$ の場合、H450 の疲労破壊回数は H150 の約 30 倍大きくなり、H300 は H150 の約 7 倍にとどまる。
- $S=0.8$ では、供試体の高さの違いによる疲労破壊回数への影響はほとんど認められなかった。
- $S=0.9$ では、H300 と H450 の回帰直線は概ね等しく、

図-7 計算に用いた伝達応力-ひずみ関係

表-3 計算に用いたコンクリートの各種物性値

コンクリートの各種物性値	H150	H300	H450
破壊エネルギー G_F (N/m)	313	343	298
	323 (全寸法の平均値)		
弾性係数 E_c (GPa)	29.5	29.2	29.6
	29.4 (全寸法の平均値)		
引張強度 f_t (MPa)	3.53 ($\phi 150\text{mm} \times 200\text{mm}$ 供試体による割裂引張強度)		

H150 の場合より疲労破壊回数は大きい。疲労破壊確率 $P_f=50\%$ の場合、H300 および H450 の疲労破壊回数は H150 の 6~7 倍大きい、その疲労破壊回数は 500 回弱と少ない。

筆者らは、この疲労特性が供試体高さにより異なる原因は、供試体高さの違いによるコンクリート断面内の引張軟化域の有無によることを報告した⁹⁾。

この報告ではコンクリート断面の応力分布は、舗装用コンクリートの破壊エネルギーをもとに、1/4 モデル¹⁰⁾を適用して得られた引張軟化曲線と内田らにより提案された等価換長 l_{eq} に基づく伝達応力-ひずみ関係¹¹⁾を用いて算定を行っている。図-7 は上記と同様の方法で、表-3 に示す物性値を用い、3 種類の高さを有する供試体から得られた伝達応力-ひずみ関係を示したものである。なお、表-3 の物性値は著者らが報告した文献 6) より引用したものであり、本実験と文献 6) の試験条件は同一である。

図-8 は、各応力比における供試体高さの違いによる断面内応力分布の相違を示したものである。応力分布は、平面保持の仮定のもと、図-7 および表-3 の値を用いて、断面法により算定し求めた。なお、図中の縦軸は、供試体高さの異なる供試体を比較するために、高さ方向図心位置を基準に、各供試体高さを単位高さに正規化して表示した。

$S=0.7$ の場合、図-8(a) に示すように、供試体高さの低い H150 供試体では引張軟化が生じているが、高さの高い H300、H450 供試体の応力分布は線形で引張軟化は生じていない。このため H150 供試体の場合、繰返しの最初の載荷荷重ですでに引張応力域で微細ひび割れが発生しているため、繰返し載荷を受けることでひび割れが進展しやすく、比較的早期に破壊したと考えられる。H300 供試体は H450 と同様に引張軟化に至っていない。しかし、その引張縁応力は H450 では 3.12MPa であるのに対し、H300 では 3.44MPa である。表-3 に示したように実測引張強度は 3.53MPa であり、H300 における引張縁応力は引張強度の 97.4% にまで達している。疲労破壊確率が小さくより少ない回数で疲労破壊する場合、引張強度のばらつきのひび割れ発生に及ぼす影響が相対的に大きくなる、すなわち引張縁応力が引張強度を上回り引張軟化が生じる。一方疲労破壊確率が大きくなれば引張強度が大きくなるため、引張軟化が生じない。その結果、図-4 に示すように H300 の疲労破壊回数は、疲労破壊確率が小さい場合、疲労破壊回数が少ない H150 に近く、疲労破壊確率が大きくなると疲労破壊回数が多い H450 に近くなったと考えられる。

一方、 $S=0.8$ の場合は、図-8(b) に示すように、すべての高さの供試体が疲労試験開始時に引張軟化しているため、疲労破壊回数は供試体の高さに依存しないものと考

えられる。

しかし $S=0.9$ の場合は、図-8(c) に示すようにいずれの高さの供試体も引張軟化しているにも関わらず、図-6 に示すように H450 および H300 は H150 よりも明らかに疲労破壊回数が多い。この理由として、H150 の場合、供試体高さに対する軟化域の相対深さが他と比べて深く、曲げ疲労ひび割れの進展に対する抵抗性が低い可能性が考えられるが、その詳細なメカニズムの解明については今後の検討課題としたい。

(2) 既往の曲げ疲労試験結果との比較

前述した国内外の研究者らにより得られた曲げ疲労試験結果^{1)~5)}と本研究による結果を比較して図-9 に示す。先に若干述べたように、H300、H450 供試体を除く小型の供試体の場合、文献 1) で高さ 152mm、また文献 3) で高さ 102mm の供試体の実験が行われているものの、多くの供試体高さは 150mm である。なお、プロットが重なる文献 2) と文献 4)、5) の実験値については応力比を ± 0.01 ずらして図示している。

この図によれば、ばらつきがあるものの、供試体高さが 150mm 程度の場合、本実験の疲労破壊回数は文献 1) を除けば、他の研究者による疲労破壊回数に比べて小さい傾向が認められる。一方、供試体寸法が $150 \times 150 \times$

図-9 国内外で行われた曲げ疲労試験結果^{1)~5)}

図-10 疲労破壊確率 50% 時の曲げ疲労破壊回数

表4 実験条件の比較

研究	配合条件				試験条件					
	骨材寸法	骨材の種類	水セメント比	スランブ空気量	波形	載荷速度	供試体の状況	載荷方法	試験装置	実施年
本研究	40mm	碎石	42%	6.5cm 4.5%	正弦波	5Hz	気乾状態 (屋内気中曝露)	3等分点載荷 支点はローラ支持 (回転自由, 軸変位自由)	デジタルサーボ式制御装置	2009～
文献2)	40mm	砂利	46%	2.5cm 3%	不明	3.3～ 10Hz	封緘状態 (グリースの表面塗布)	3等分点載荷 支点は舟形 (回転自由, 軸拘束)	アムスラ型 パルセータ (振り子式)	1962頃
文献4), 5)	20mm	碎石	35,47, 60%	8cm 4%	正弦波	5Hz	封緘状態 (グリースの表面塗布とビニル樹脂膜で被覆)	3等分点載荷 支点は舟形 (回転自由, 軸拘束)	サーボ式 制御装置	～1991
	40mm		44%							

530mmと同一であっても、文献2)および文献4), 5)の疲労破壊回数は、本実験結果より明らかに大きい。これをより明確にするために、各文献からデータを抽出し、図4～図6と同様の整理を行い、疲労破壊確率50%のときの応力比と疲労破壊回数をそれぞれ比較して図-10に示した。

この図が示すように、本実験に基づく疲労破壊回数は、特に文献4), 5)と比べて、応力比 $S=0.7$ では370万回が2.9万回に、 $S=0.8$ では8.9万回が2.2千回に、 $S=0.9$ では3.7千回が70回程度にそれぞれ少なくなった。

図-10に示す本実験値と既往の実験値との疲労破壊回数の相違の原因を究明するために、文献2), 4), 5)の調査および実験実施者へのヒアリングを行い、コンクリートの材料および配合、試験装置の仕様、載荷条件などを比較した(表4)。

コンクリート材料については、碎石と砂利の骨材種類、水セメント比および骨材寸法に相違が認められた。碎石と砂利の相違については、砂利を用いた文献2)で示されている疲労破壊回数は、碎石を用いた文献4), 5)で示された疲労破壊回数よりも小さいことが認められた。これは骨材の表面積の相違の影響を含む骨材とモルタルの付着強度の相違によるものと思われる。水セメント比の影響は、35～60%の範囲では応力比が0.8以上ではほとんどないとされ、それ以下では水セメント比が小さくなると疲労強度が高くなる傾向があると報告されている⁹⁾。骨材寸法が40mm, 20mmと異なることの影響は、応力比が0.8以上では無視できるとされ、0.7以下では疲労寿命が40mmの方が長くなる傾向があると報告⁹⁾されている。このように、骨材種類(碎石, 砂利)の相違の影響を除けば、表4に示す水セメント比、骨材寸法の範囲のコンクリートでは、既往の研究と本研究の配合条件の相違が疲労破壊回数に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。また、本実験で用いた気中曝露が封緘養生に比べ疲労破壊回数を有意に減少させるとは考えにくい。

試験装置の仕様は、実験の実施年代によりかなり異なっていた。本実験で使用した制御装置は、試験中の荷重信号をフィードバックする自動荷重振幅補正機能を有したクローズドループデジタル制御方式である。荷重の制御が十分でない場合、マイクロクラックの発生等により供試体の剛性が低下するため、供試体の変形への荷重載荷装置の追随性が低下し、作用荷重が設定荷重よりも小さくなる可能性がある。このような場合、破壊までの繰返し回数は、設定通りの荷重を加え続けた場合に比べて増加する可能性がある。

さらに、試験結果に大きく影響を及ぼすと考えられる供試体の支持条件の違いが認められた。

JIS A 1106「コンクリートの曲げ強度試験方法」は、3等分点載荷試験方法によるコンクリートの曲げ強度試験方法を規定している。1999年の改正以前の規定では支点は、供試体の回転を許容するが、供試体下面の軸方向の変形を供試体と支点との摩擦により拘束する舟形支点であり、文献2)および文献4), 5)の実験はこの支点を用いて行われていた。この場合、供試体引張縁に生じる曲げ引張応力が軸方向の拘束により小さくなるため、破壊までの繰返し回数は、ローラ支点を用いた本実験に比べ増加した可能性があると考えられる。

以上述べたように、図-10に示す既往の実験結果と本実験結果の有意な疲労破壊回数の差は単なるばらつきではなく、試験機の仕様と支点の拘束条件の相違が主たる原因である可能性が高いと考えられる。このことから本論文では既往の実験結果を反映せず本実験結果のみを用いて曲げ疲労曲線の定式化を行った。

(3) 曲げ疲労曲線の定式化と提案

図4～図6に示したように、舗装用コンクリートの曲げ疲労特性は応力比によって寸法効果の影響が異なる場合があった。すなわち、応力比0.7では供試体高さの違いによる疲労破壊回数は大きく異なり寸法依存性が認め

図-11 疲労破壊確率と疲労破壊回数との関係 (応力比 0.8)

図-12 疲労破壊確率と疲労破壊回数との関係 (応力比 0.9)

られたが、応力比 0.8 では寸法依存性はほとんど認められなかった。応力比 0.9 においては、H150 の疲労破壊回数は一般的な舗装版の厚さに近い H300, H450 より小さく、H300 と H450 のそれは概ね等しかった。ここで図-11, 図-12 は、これら応力比 0.8 と 0.9 の疲労特性を考慮し、さらに疲労度計算の簡易化を目的に応力比 0.8 のみならず 0.9 においても寸法効果はないと仮定し、全てのデータを順序統計の方法に従って処理した P_f - $\log N$ 関係とその回帰直線を図-5, 図-6 に重ねて示したものである。この仮定の適用性は後述の 5. (3)において検証している。なお、図-12 においては、各破壊確率ごとに H150 と H300 の疲労破壊回数を按分して求めた H250 の疲労破壊回数も示している。これは、一般に道路では版厚が 250~300mm の範囲にあることを考慮したためである。

図-12 に示すとおり、順序統計に基づく確率の考え方で整理すると、破壊確率が 30%程度以下では H150 の影響を強く受けるため、この範囲の疲労破壊回数は比較的に小さい。しかし、版厚設計においては、前述したように版厚は 250mm 以上で、設定する破壊確率は通常 50% 以下である。この場合には、簡易化した P_f - $\log N$ 関係

図-13 疲労破壊回数と供試体高さの関係 (応力比 0.7)

のプロットおよびその回帰直線は疲労度を過大評価することになるため、疲労破壊確率と疲労破壊回数の関係のさらなる高精度化についても後述するように検討を行っている。

以上より疲労破壊回数は、確率変数 z および供試体高さ h をパラメータとする式で表すことができる。ここで、先述したように、疲労破壊確率 P_f は確率変数 z と式(3)の関係があるので、疲労破壊確率 P_f を設定すれば確率変数 z を求めることができる。また、応力比 $S=0.8$ および 0.9 の場合の疲労破壊回数は、供試体高さ h に依存しないとしているので、応力比 S と確率変数 z で決まることになる。曲げ疲労曲線を求める手順を具体的に示せば以下のとおりである。

まず実験結果に基づき、寸法効果が認められた応力比 $S=0.7$ の場合の $P_f=5\%, 10\% \sim 90\%$ の 10%ごとに $\log N$ - h 関係の直線近似式を求めた。破壊確率 10%および 50%の例を図-13 に示す。これらの $\log N$ - h の直線近似式より、供試体高さ 150mm~450mm までの 100mm ごとの供試体高さ h に対する疲労破壊回数 $\log N$ を求め、確率変数 z と供試体高さ h を独立変数として重回帰分析を行い、 $S=0.7$ のときの $\log N$ と z および h の関係を求め、式(4)を得た。

$$\log N_{S=0.7} = 0.004546h + 0.947447z + 3.880657 \quad (4)$$

ここで、供試体高さ h の範囲は 150mm~450mm、確率変数 z の範囲は -1.645~1.28 (疲労破壊確率 P_f は 5~90%) である。

また、 $S=0.8$ および $S=0.9$ の場合は供試体高さ h に依存しないとしているので、 $P_f=5\%, 10\% \sim 90\%$ の 10%ごとのそれぞれの $\log N$ を求め、 z を独立変数とし回帰分析を行い、式(5)および式(6)を得た。

$$\log N_{S=0.8} = 0.488663z + 3.33429 \quad (5)$$

$$\log N_{S=0.9} = 0.527816z + 2.390531 \quad (6)$$

ここで、確率変数 z の範囲は -1.645~1.28 (疲労破壊確率 P_f は 5~90%) である。

以上の式に基づき、応力比 S と疲労破壊回数 $\log N$ の関係は、 $S=0.7\sim 0.8$ では式(7)に示すように、所定の疲労破壊確率における $S=0.7$ と $S=0.8$ の応力比 S と疲労破壊回数 $\log N$ の点を結ぶ供試体高さに依存した直線で表すことができるとした。 $S=0.8\sim 0.9$ では、式(8)に示すように、所定の疲労破壊確率における $S=0.8$ と $S=0.9$ の応力比 S と疲労破壊回数 $\log N$ の点を結ぶ直線で表すことができるとした。ちなみに、 $S=0.8$ のとき式(7)と式(8)は同値となる。

$$\log N_{0.7 \leq S \leq 0.8} = 4.15894z + 0.03637h + 7.70519 - (4.58784z + 0.04546h + 5.46363)S \quad (7)$$

$$\log N_{0.8 \leq S \leq 0.9} = 0.17544z + 10.88440 - (-0.391532z + 9.43763)S \quad (8)$$

式(7)および式(8)は応力比の適用範囲は異なるが、いずれも式(9)のように表すことができる。

$$\log N = a - b \cdot S \quad (9)$$

ここで、 a 、 b は式(7)、式(8)より、以下ようになる。
【 $0.7 \leq S \leq 0.8$ 】

$$\begin{aligned} a &= 4.15894z + 0.03637h + 7.70519 \\ b &= 4.58784z + 0.04546h + 5.46363 \end{aligned} \quad (9-1)$$

【 $0.8 \leq S \leq 0.9$ 】

$$\begin{aligned} a &= 0.17544z + 10.88440 \\ b &= -0.39153z + 9.43763 \end{aligned} \quad (9-2)$$

式(9)より求めた、疲労破壊確率 10%および 50%の時の疲労曲線を、示方書 07 推奨の疲労曲線¹⁰⁾と比較して図-14に示す。この図から明らかなように、本疲労曲線は、応力比 S が 0.8 以下で、曲げ強度と同様に寸法依存性を有することがわかる。曲げ強度が寸法の増大とともに低下するのに対し、疲労破壊回数は増大し、疲労抵抗性が高まることが明らかになった。さらにこの結果を詳細に検討すれば、本研究による疲労破壊回数は、応力比 S が 0.7 以上で疲労破壊確率が 50%以下であれば、同一応力比であっても、一般に版厚が 300mm 程度以下となる道路舗装では、示方書 07 による疲労破壊回数よりも明らかに小さい。300mm 程度以上となる空港舗装では、応力比が 0.75 以下で版厚が 450mm 程度の場合、示方書 07 より疲労破壊回数は大きくなる。ここで、版厚は供試体高さと同値であるとし、これら両者の等価性は以下も成り立つとしている。

以上、式(9)から得られる応力比 S - 疲労破壊回数 $\log N$ の関係、すなわち曲げ疲労曲線を定式化し、提案することとした。

図-14 提案した寸法効果を考慮した疲労曲線 ($S=0.7\sim 0.9$)

5. 提案した疲労曲線の適用性の検証

示方書14によれば、コンクリート版の曲げ疲労ひび割れに対する照査は、基本的には、設定した版厚に対して、マイナー則を適用して得られる累積された疲労度とその限界値に対する比が1.0以下であることを確認することにより行われる¹²⁾。疲労度の限界値を1.0とすれば、累積疲労度が1.0以下であることを確認すればよいということになる。

本疲労曲線の妥当性は、それに基づいて得られる累積疲労度が1.0のときの疲労破壊確率と国道49号のコンクリート舗装で調査された曲げ疲労ひび割れの発生比率を比較することにより検証した。併せて示方書07の疲労曲線により求められる疲労破壊確率も比較した。

疲労度算定のために必要な各種入力データは、原則実測値を用いた。ただし、コンクリートの弾性係数は実測値がないため、後述するように、実測曲げ強度から特性値を設定し、示方書14に示されている弾性係数-曲げ強度の特性値の関係に従って求めた。また、輪荷重群ごとの通過輪数、走行位置分布と各位置における走行頻度、版上下面の温度差とその発生頻度、温度差が正または負のときに走行する大型車の比率それぞれについては、以下に示す既往の規準あるいは調査結果に基づいて定めた。

(1) 長期間供用したコンクリート舗装の調査概要および疲労度計算条件の設定

調査された舗装は、一般国道49号のコンクリート舗装

表-5 一般国道49号コンクリート舗装の調査項目および調査結果^{13),14)}

調査項目	調査結果		備考
供用期間	23年	28年	1970年施工
大型車交通量	1,289台/日・車線	1,313台/日・車線	12時間交通量と昼夜比率(6:4)より日交通量を算出。N6交通区分に相当。
コンクリート舗装の種類	普通コンクリート舗装		横目地部はダウエルバーでの補強あり
舗装構成	コンクリート版: 230mm 路盤: 200mm (切込み砕石)		設計値
目地間隔	6m		設計値
コンクリート版の幅員	3.25m		現場図面の値 ¹⁴⁾
車線幅	3.00m		現場写真より推定
路肩幅	500mm		現場写真より推定
路盤支持力係数 K_{75}	実施せず	0.10GPa/m	開削時の調査結果である K_{30} は 0.22 GPa/m. $K_{75}=K_{30}/2.2$ で算出。解析期間を通して路盤支持力係数は変化しないと仮定した。
コンクリートの曲げ強度	実施せず	6.13MPa	現場開削による調査結果。寸法 $150 \times 150 \times 530\text{mm}$ に成形した12本の供試体より得られた強度の平均値。12本の変動係数は6.8%。解析期間を通して曲げ強度は変化しないとし、供用後23年の曲げ強度は供用後28年の曲げ強度と同じと仮定した。

	コンクリート版の総数	横断方向ひび割れの総数	疲労ひび割れの総数	疲労ひび割れが発生したコンクリート版の総数	疲労ひび割れ発生比率
供用23年	6	2	2	2	33.3%
供用28年	6	10	7	5	83.3%

図-15 ひび割れ調査結果によるひび割れ発生状況とひび割れの整理の例

である。コンクリート版の目地間隔は6mで、版厚は230mm、路盤厚200mmの普通コンクリート舗装である。当該コンクリート舗装は1970年に供用開始され、供用後23年（1993年）時と供用後28年（1998年）時にひび割れ調査をはじめとした各種調査が実施された¹³⁾。調査対象区間は、両年の調査とも同一区間で実施され、上下線合わせて1.3kmである。ただし、1993年に行われた調査は、さらに広範囲であったが、1998年の調査結果と比較するため、上記の1.3km区間のみを対象とした。

調査項目および調査結果の概要は表-5に示すとおりで大型車交通量は両調査年度とも約1,300台/日・車線で、N6交通に相当する。また、1998年の調査によれば、実測曲げ強度の平均値は6.13MPa、路盤支持力係数 K_{75} は0.1GPa/mであった。なお、路盤支持力やコンクリートの

曲げ強度は、供用期間を通して一定であると仮定した。これら調査データをもとに、後述する理由により疲労破壊確率と解釈できる疲労ひび割れ発生比率を求めるために必要な曲げ疲労ひび割れの定義を行い、さらに入力データを作成した。以下に、項目ごとに詳細を示す。

a) 曲げ疲労ひび割れの定義、および疲労破壊確率と疲労ひび割れ発生比率の関係

当該普通コンクリート舗装の曲げ疲労ひび割れの発生状況を把握する必要があるが、コンクリート版には曲げ疲労ひび割れ以外のひび割れも生じるため、ここでは横断方向の曲げ疲労ひび割れに着目し、曲げ疲労ひび割れは下記のi), ii)の条件をいずれも満足するものと定義した。さらに、調査したコンクリート版の全枚数と曲げ疲労ひび割れが発生したコンクリート版の枚数との比率を

疲労ひび割れ発生比率と定義した。

i)自由縁部, 縦目地部のいずれかにおけるひび割れ発生位置が目地間中央の縦方向左右1mの区間内に発生している横断方向ひび割れ

ii)横断方向ひび割れの長さは0.25m以上

i)の「曲げ疲労ひび割れを目地間中央の左右1mの区間内に発生した横断方向ひび割れ」とした理由は次のとおりである。すなわち, 普通コンクリート舗装における疲労による横断方向ひび割れの発生位置は, 温度応力および荷重応力が最も大きくなるコンクリート版長手方向中央付近である。自由縁部におけるコンクリート版長手方向の中央から1mずれた位置での応力は, 版長手方向中央で生じる最大応力の90%程度(中央から1mの位置の荷重応力=最大荷重応力の95%, 1mの位置の温度応力=最大温度応力の85%)に低下するが, 曲げ強度の変動係数が10%程度以上になる場合もある¹⁴⁾ことから, 上記の範囲に曲げ疲労ひび割れが発生し得る, と考えたことによる。また, ii)の「ひび割れ長さを0.25m以上」は, 舗装調査・試験法便覧S029「舗装路面のひび割れ測定方法」を参考に定めた¹⁵⁾。なお, 版長手方向の荷重および版下面の温度差による応力の分布は平板FEM¹⁶⁾で算出した。

図-15は, 調査したある区間の, 上記の定義に従う曲げ疲労ひび割れ(図中の太線)とその他のひび割れ(図中の破線)の一例を示したものである。供用後28年調査時では, コンクリート版No.1は途中で分岐している3本のひび割れが発生しているが, 定義 i)より破線で示したひび割れは目地間中央の左右1mの区間外のため, ここの疲労ひび割れの本数は2本となる。また, コンクリート版No.4のひび割れは, 定義 i)より自由縁側のひび割れ発生位置が目地間中央の左右1mの区間内であるため, 曲げ疲労ひび割れとみなした。コンクリート版No.5およびNo.6の左側のひび割れは, ひび割れが版長手方向中央から1.0mを超えた箇所に発生しているため, 上述の定義により曲げ疲労ひび割れではないとした。これらより, 供用後28年時の疲労ひび割れは7本であるが, 疲労ひび割れが発生したコンクリート版数は図中の赤網掛けをした5枚となり, 疲労ひび割れ発生比率は, $5/6 \times 100 = 83.3\%$ となる。この疲労ひび割れ発生比率は全体の枚数のうちどの程度の枚数の版に, 先に定義した曲げ疲労ひび割れが生じているかを確率的に評価する考え方である。

コンクリート舗装の設計では, 一般に, 路盤・路床の支持力やコンクリート版の力学特性は均一で経年変化もないとされる。しかし, 実際には, 多少なりとも支持力やコンクリートの力学特性は不均一であったり, 経年変化したりしており, また, 車両の荷重や走行位置・交通量が変動し, さらに施工の良否の影響を受けることもある。この点で実舗装の曲げ疲労ひび割れ発生程度, すなわち疲労ひび割れの発生比率と室内実験で得られた曲

げ疲労曲線を定めるうえで前提となる疲労破壊確率は異なるが, 両者の概念は同一であるので, 本論文では実測に基づいた疲労ひび割れ発生比率と疲労破壊確率を比較した。

ひび割れ調査¹³⁾は, 前述の1.3kmの区間の総枚数186枚のコンクリート版について行われた。ただし, 供用23年の時点ですでに当該コンクリート舗装の一部はアスファルト混合物でオーバーレイされていたので, 調査対象から除外した。その結果, ひび割れの調査の対象となったコンクリート版は110枚(全枚数の70%)である。

このような整理を行った結果を表-6に示す。表-6によれば, 調査対象とした全コンクリート版のうち, 疲労横ひび割れが発生したコンクリート版の比率, すなわち疲労ひび割れ発生比率は, 供用後23年時で40%, 供用後28年時で76%で, この5年間にわたる疲労横ひび割れの増加率は1.7倍であった。

この疲労ひび割れ発生比率は, 前述したように, 曲げ疲労曲線を構成する疲労破壊確率 P_f と概念は同一と考えられるものの, 実験に比べ実際の舗装は不明確な点が多く含まれている意味で, 厳密には異なる。そこで, コンクリートの曲げ強度や路盤支持力を現場より直接実測し, また荷重群ごとの通過輪数や走行位置分布などについても過去の調査データを用いて可能な限り不確かな因子を排除し, 本提案疲労曲線の検証を行うこととした。

表-6 ひび割れ調査結果

調査年	1993年 (供用後23年)	1998年 (供用後28年)
調査対象区間	179.3K.P.~179.95K.P. 上下車線	
調査対象のコンクリート版数	110	
疲労横ひび割れが発生したコンクリート版数(発生比率)	44 (40%)	84 (76%)

表-7 輪荷重群ごとの通過輪数

輪荷重 (kN)	供用後23年の通過 輪数(輪/日)	供用後28年の通過 輪数(輪/日)
9.8	8,663	8,824
19.6	1,269	1,293
29.4	815	830
39.2	421	428
49.0	227	231
58.8	138	141
68.6	76	77
78.4	35	36
88.2	18	18
98.0	8	8
117.6	7	7
137.2	2	2
156.8	0	0

表-8 走行位置分布と応力低減係数

自由縁からの距離 (mm)		走行頻度	応力低減係数
範囲	中央値		
0~300	150	0.01	1.0
300~600	450	0.14	0.64
600~900	750	0.42	0.43
900~1200	1050	0.35	0.26
1200~1500	1350	0.08	0.16

表-9 疲労計算に用いた曲げ強度と弾性係数

Case	版厚 230mm の 曲げ強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
1 ($V=10\%$)	5.66	31.4
2 ($V=5\%$)		32.8

 V : 強度の変動係数

b) 輪荷重群ごとの通過輪数

輪荷重群ごとの通過輪数はコンクリート版に発生する荷重応力と疲労破壊回数を算定する際に必要であるが、当該国道ではこれまで調査されていない。しかし、81箇所での直轄国道を対象とした輪荷重群ごとの通過輪数の実態調査¹⁷⁾が行われているので、調査した全年代の輪荷重群ごとの通過輪数の平均値を用いて当該国道の輪荷重群ごとの通過輪数を推定した。すなわち、輪荷重分布の実態調査から得られた大型車および当該国道の大型車交通量はそれぞれ1,925台/日、1,313台/日（供用後28年時）であることより、当該国道の荷重群ごとの輪数は、実態調査結果の荷重群ごとの輪数に1,313/1,925=0.682を乗じた輪数とした。計算に用いた一日当たりの輪荷重群ごとの通過輪数を表-7に示す。

c) 走行位置頻度分布

車両走行位置分布は、国道における大型車の走行位置分布調査結果¹⁸⁾の推定式より求めた。本式は、最頻度走行位置は幅員と、標準偏差は路肩幅と相関が比較的に高いことに着目し、走行分布を正規分布で推定したものである。車線幅、路肩幅は表-5に示すとおりであり、当該国道の走行位置頻度分布はこれに従って推定した。その値を表-8に示す。

d) コンクリート版上下面の温度差およびその発生頻度

コンクリート版の上下面の温度差およびその発生頻度はコンクリート版に発生するそり拘束応力を算定する際に必要であるが、当該国道の供用性調査では、それらの調査は行われていない。そこで、舗装設計便覧に基づいて定めることとした。同便覧では、コンクリート版上下面に発生する温度差およびそれに対応する発生頻度は「温度差の小さいところ」および「温度差の大きいところ」の2例¹⁹⁾が示されている。「温度差の小さいところ」は日温度変化が14℃を超える日数がほとんどない地域に用いるとの注釈がある²⁰⁾。当該国道が位置している津川地区（現 新潟県東蒲原郡阿賀町）は、1993年アメダ

スデータによれば、日温度変化が14℃を超える日数が43日（11.8%）と無視し得ない日数であるので、「温度差の大きいところ」とした。

e) 版厚 230mm のコンクリート版の曲げ強度

供用後28年時の供用性調査結果によると、現場より採取・成形された寸法150×150×530mmの供試体12本による曲げ強度の平均値は6.13MPaであった。しかし曲げ強度はコンクリート版厚の影響を大きく受けるので、コンクリート版厚が230mmの場合の曲げ強度を推定する必要がある。そこで式(1)を用いて、版厚230mmの場合の曲げ強度を推定した。その推定値を表-9に示す。

f) 応力計算に用いる弾性係数、ポアソン比

荷重応力および温度差応力の算定に用いる弾性係数 E_c は示方書14に規定されている曲げ強度の特性値と弾性係数²¹⁾の関数に基づき決定した。この曲げ強度の特性値は、上述した供用後28年に切り出した12体の供試体から求めた曲げ強度の平均値とその曲げ強度の変動係数を5%および10%と仮定して求めた。この場合、曲げ強度の分布形は正規分布とし、特性値を下回る確率は5%とした。得られた弾性係数を表-9に示す。この表に示すように、変動係数が小さいと曲げ強度の特性値が大きくなるので、弾性係数は大きい。なお、供用後28年時の試験値に基づいて算定した曲げ強度、弾性係数および路盤支持力係数は、表-5に示しているように、供用期間中一定であると仮定して本検証に用いることとした。ポアソン比は一般的な値である0.2とした。

g) 温度差応力計算に用いる熱膨張係数

熱膨張係数は一般的な値である $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ とした。

h) コンクリートの曲げ疲労曲線

式(9)に示した本提案疲労曲線と示方書07に推奨されている式(10)¹⁰⁾の2つの疲労曲線を、それらの適用性を検証するために、用いた。

$$\log N_d = \frac{a - \sigma_{rd} / f_{bm,h}}{b} \cdot \frac{1}{\gamma_{cr}} \quad (10)$$

ここに、 N_d : 設計疲労破壊回数

σ_{rd} : 繰返し載荷時の最大曲げ応力(MPa)

$f_{bm,h}$: 版厚 h の平均曲げ強度(MPa)

a, b : 疲労破壊確率 P_f (%)の関数で、

$a=1.11+0.00165P_f$, $b=0.0972-0.00021P_f$ である。

γ_{cr} : 疲労寿命に関する材料係数で1.0とした。

(2) 荷重応力および温度応力の算定方法

疲労度の算出の着目点は、舗装設計便覧に従い縦自由縁部²²⁾とした。その縦自由縁部の荷重応力は、示方書14で推奨されている曲げ応力算定式²³⁾により求めた。また、走行位置が縦自由縁部応力に及ぼす影響は、前述の既存舗装版の実測に基づく疲労ひび割れ発生比率との

図-16 H230の疲労曲線を求めるための疲労破壊回数と供試体高さの関係 (応力比0.9)

図-17 S=0.9時の疲労破壊確率と疲労破壊回数の関係

比較による本提案の疲労曲線の妥当性の検証を目的としているので、舗装設計便覧に規定された設計用値ではなく、岩間により実測された低減係数²⁴⁾により考慮した。その値は表-8に示すとおりである。

コンクリート版に発生する版上下面の温度差によるそり拘束応力は、岩間により提案²⁴⁾されて示方書14に採用されているコンクリート版縁部の算定式を用いた。それによるそり拘束係数は、前述の目地間隔が6mであるコンクリート版にあっては、温度差が正の場合は0.91²⁴⁾、温度差が負の場合は0.55²⁴⁾であり、前者と後者の走行比率は、表-5に示しているように、6:4とした²⁴⁾。

合成応力は、上記の方法で求めた各荷重群ごとの荷重応力、各温度差ごとの温度応力を加算して求めた。

(3) 疲労度の算定結果および曲げ疲労曲線の検証

本曲げ疲労実験によれば、厳密には、図-6に示すように応力比0.9における所定の疲労破壊確率に対する疲労破壊回数は寸法に依存する。このため、調査結果との比較を通じて、式(9)に基づく曲げ疲労曲線の妥当性を検証するためには、検証対象のコンクリート版厚230mm (以下、H230) に対する疲労曲線をも定め、以下

表-10 H230の疲労曲線の係数

破壊確率 (%)	版厚 (mm)	$\log N = a - b \cdot S$			
		応力比 S ; $0.7 \leq S \leq 0.8$		応力比 S ; $0.8 < S \leq 0.9$	
		a	b	a	b
40	230	11.071	10.454	9.614	8.632
76	230	15.797	15.579	11.814	10.599

のように検討した。

まず、H230に特定した疲労曲線を以下の手順で求めた。すなわち、図-6に示した供試体寸法ごとの疲労破壊確率 P_f と疲労破壊回数 $\log N$ の関係に基づき、供試体高さ h と疲労破壊回数 $\log N$ の関係をプロットした。代表例として P_f を10%および50%としたときのプロットを図-16に示す。次いでそのプロット間を直線で結んだ供試体高さ h と疲労破壊回数 $\log N$ の関係を用いて、応力比 $S=0.9$ 、H230の P_f と $\log N$ の関係を求めた。この考え方に沿って求めた $S=0.9$ におけるH230の $P_f - \log N$ の関係、および寸法依存性を無視して全データから得られる $P_f - \log N$ の関係を図-17に示す。同図には図-6の結果も併せて示している。この図に示すように、H230の疲労破壊回数は、 $S=0.9$ の全データに基づいて求めた $\log N$ と比べ、 $P_f=30\%$ で概ね等しく、 $P_f=30\%$ 以下では P_f が小さくなるとともに大きくなる傾向が認められ、 $P_f=30\%$ 以上では逆の傾向が認められた。

$S=0.7$ の場合、図-13に示した考え方により、疲労破壊確率が40%および76%の場合の疲労破壊回数と供試体高さの関係を直線近似して、H230の $P_f - \log N$ 関係を求めた。

$S=0.8$ の場合、 $P_f - \log N$ 関係は供試体高さにほとんど影響されないで図-11の関係がH230にも適用できるとしている。

所要の疲労破壊確率における応力比 S が0.7~0.8の間の任意の応力比に対する疲労破壊回数は、応力比 $S=0.7$ に対し対数表示した疲労破壊回数と応力比 $S=0.8$ に対する疲労破壊回数を直線近似し、応力比に応じて按分して得られることとした。応力比0.8~0.9の間の任意の応力比に対応する疲労破壊回数も同様の方法で求められるとした。これらより、H230のときの疲労曲線は、次式で表すことができる。

$$\log N = a - b \cdot S \quad (0.7 \leq S \leq 0.9) \quad (11)$$

ここで、 a, b : 定数で、表-10のとおりである。

本提案疲労曲線、示方書07の疲労曲線およびH230に特定した疲労曲線それぞれを用いて求めた供用後23年および28年における累積疲労度と疲労破壊確率の関係を図-18および図-19に示す。図中凡例のCASE1、CASE2は、曲げ強度の変動係数 V を10%と5%に仮定した場合の累積疲労度を算定するとき用いる弾性係数 ($V=10\%: E_c=31.4\text{GPa}$, $V=5\%: E_c=32.8\text{GPa}$) を表している。曲げ疲労ひび割れ発生の限界値とされる累積疲労度

が 1.0 のときの P_f は、コンクリートの輪荷重応力と温度差応力がコンクリートの弾性係数 E_c が大きくなれば大きくなるため、前者 ($E_c = 31.4 \text{ GPa}$) の場合に得られた P_f と後者 ($E_c = 32.8 \text{ GPa}$) の場合に得られた P_f の範囲にあると考えられる。

これらの図に示すように、本疲労曲線に基づく累積疲労度は、供用年数 23 年および 28 年ともに、示方書 07 による疲労曲線に基づく累積疲労度より相当に大きい。この結果を累積疲労度が 1.0 となる疲労破壊確率の観点から見れば、上記の同図にその範囲を示しているように、本疲労曲線に基づく疲労破壊確率は、示方書 07 による疲労曲線に基づくそれに比べかなり大きい。しかし、本疲労曲線を使用した場合であっても、H230 に特化した疲労曲線による結果と比べれば、疲労破壊確率は小さかった。この理由は本疲労曲線は、前述したように、応力比 0.8 より大きい場合に寸法の依存性を無視し、全寸法

のデータに対して 1 本の疲労曲線に単純化したことによると考えられる。

表-11 は、図-18、図-19 の結果に基づき、上記 3 種類の曲げ疲労曲線を用いて求めた、累積疲労度が 1.0 になるときの疲労破壊確率を比較して示したものである。同表には、計算値と調査結果の比較のために、疲労ひび割れ発生比率も併せて記した。ここで、疲労破壊確率は供用後 23 年の場合、疲労ひび割れ発生比率 40% に対して、本提案疲労曲線を用いた場合は 40~50%、H230 に特定した疲労曲線を用いた場合は 60~90%、示方書 07 疲労曲線の場合は 9~18% であった。このように H230 に特化した疲労曲線は、ひび割れ発生比率を過大評価し、本提案疲労曲線が疲労ひび割れ発生比率に最も近い値を示した。これに対し、疲労ひび割れ発生比率 76% の供用後 28 年の場合では、提案疲労曲線を用いた場合は 47~59%、H230 に特定した式を用いた場合は 71~99%、示方書 07 疲労曲線の場合は 13~22% であり、H230 に特定した疲労曲線による疲労破壊確率が調査結果と最もよく一致した。

先に述べたように、本検証では、総数 186 枚の版のうち、アスファルトオーバーレイされた 76 枚の版を除外した。このオーバーレイされた版には、曲げ疲労ひび割れの発生により損傷が進行した版も含まれているものと考えられる。そこで、オーバーレイされた版がすべて曲げ疲労ひび割れの発生により損傷したとすれば、疲労ひび割れ発生比率は、供用 23 年では 65%、供用 28 年では 85% となる。

実際には、オーバーレイされたすべての版が曲げ疲労ひび割れを主要原因として損傷したとは限らないので、疲労ひび割れ発生比率は、23 年の場合 40~65%、28 年の場合 76~85% の範囲にあると思われる。23 年の結果に対し、本疲労曲線による疲労破壊確率は 40~50%、H230 に特定した疲労曲線による疲労破壊確率は 60~90% であり、前者の方が調査結果に近い傾向があるものの概ね両者の中間的な値であった。一方、28 年の場合には、調査による疲労ひび割れ発生比率 76~85% に対し、本疲労曲線を用いた場合は 47~59% と過小評価した。H230 の疲労曲線を用いた場合は 71~99% となり、ほぼ調査結果に近い結果であった。当該舗装の場合、応力比 0.8 以上になる合成応力の頻度は 0.00015% と極めて少ないものの、その合成応力による疲労度が累積疲労度 = 1.0 に占める割合は 96%、応力比 0.9 以上の合成応力による疲労度が累積疲労度 = 1.0 に占める割合は 79% であった。このように、版厚が 230mm と比較的薄く、高応力比をもたらす大型車が走行して疲労ひび割れ発生比率が高い場合などでは、本提案疲労曲線はそれを過小評価する傾向があるので、予測精度を高めるためには、当該の版厚を取り入れた疲労曲線を用いる必要がある。また、

図-18 累積疲労度と疲労破壊確率の関係 (供用後 23 年)

図-19 累積疲労度と疲労破壊確率の関係 (供用後 28 年)

表-11 疲労度が 1.0 になる疲労破壊確率の比較

疲労曲線	疲労度が 1.0 になる疲労破壊確率	
	供用後 23 年	供用後 28 年
本提案疲労曲線	40~50%	47~59%
H230 疲労曲線	60~90%	71~99%
示方書 07 疲労曲線	9~18%	13~22%
調査による疲労ひび割れ発生比率	40%	76%
	65%*	85%*

* アスファルトオーバーレイされたコンクリート版に曲げ疲労ひび割れが生じていたとした場合

応力比 0.9 以上の高応力域に対応できるように、応力比 0.8 と 0.9 それぞれに対応する疲労破壊回数の間を直線近似し、この線を外挿して、式(9)および式(11)に示す応力比の適用範囲を $0.8 \leq S \leq 0.9$ から $0.8 \leq S$ に拡張した。図-18 および図-19 の疲労破壊確率はこの拡張した応力比の範囲を適用して求めたものである。なお、示方書 07 の式(10)の場合応力比の適用範囲は示されていないので、適用範囲を定めず疲労破壊確率を求めた。

6. 設計曲げ疲労曲線の提案

式(9)の寸法効果を考慮した曲げ疲労曲線は、5.の検討から、示方書07の式(10)の曲げ疲労曲線よりも高精度であることが明らかになった。これらの疲労曲線に用いる応力比は、本論文では疲労曲線の適用性の検証を目的としているので、実測の曲げ強度の平均値を用いて定めている。これらの式を設計で用いる場合には、曲げ強度のばらつきや試験体と現場との曲げ強度の相違を考慮した設計曲げ強度を用いて応力比を定めるのが合理的であり、任意の版厚 h の設計曲げ強度は、式(1)の平均曲げ強度を設計曲げ強度に置き替えた次の式(12)により求めること

ができる。

$$f_{bd,h} = 0.43 \left(1 + \frac{7.04}{\sqrt[3]{h}} \right) f_{bk,h150} \quad (12)$$

ここに、 $f_{bd,h}$ ：版厚 h (mm)の設計曲げ強度(MPa)で、 $f_{bd,h}$

$$= f_{bk,h} / \gamma_c$$

$f_{bk,h150}$ ：供試体高さ150mmの曲げ強度の特性(MPa)で、設計基準曲げ強度と定義する。

$f_{bk,h}$ ：版厚 h の曲げ強度の特性値(MPa)

γ_c ：材料係数で、一般に1.0としてよい。

この手順で求めた寸法効果を考慮した設計曲げ強度を用い、式(9)に代わり式(13)に示す新しい設計曲げ疲労曲線を提案する。

ここで、図-14に示す平均曲げ強度を用いた応力比 S に基づく曲げ疲労曲線が、コンクリートの設計曲げ強度を用いた曲げ疲労曲線と同じであることににより、後述する版厚設計例で示すように、設計疲労曲線式(13)を用いた場合の設計版厚は、平均強度に基づく曲げ疲労曲線を用いた場合に比べると概ね7~27%大きく、安全側の設計になる。

これらより、ここで提案する設計曲げ疲労曲線は、図-14に示す縦軸の平均曲げ強度に基づく応力比 S を設計曲げ強度に基づく応力比($\sigma_{rd}/f_{bd,h}=S'$)に置き換えたものになる。

$$\log N_d = \left[a - \frac{\sigma_{rd}}{f_{bd,h}} \cdot b \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{cr}} \quad (13)$$

ここに、 N_d ：設計疲労破壊回数

σ_{rd} ：繰返し作用曲げ応力(MPa)

$f_{bd,h}$ ：版厚 h (mm)の設計曲げ強度(MPa)

$\sigma_{rd}/f_{bd,h}$ ：応力比 S'

a, b ：疲労破壊確率の関数で、以下のとおり。

【応力比 S' が0.8未満の場合】

$$a = 4.15894z + 0.03637h + 7.70519 \quad (13-1)$$

$$b = 4.58784z + 0.04546h + 5.46363$$

【応力比 S' が0.8以上1.0以下の場合】

$$a = 0.17544z + 10.88440 \quad (13-2)$$

$$b = -0.39153z + 9.43763$$

γ_{cr} ：疲労寿命に関する材料係数。一般に 1.0 としてよい。

z ：確率変数で、疲労破壊確率 P_f との関係は次式から求める。

$$z = 5.79P_f^3 - 8.68P_f^2 + 6.67P_f - 1.89 \quad (13-3)$$

図-20 疲労破壊回数と供試体高さの関係 (応力比 0.9)

図-21 試設計結果 (疲労度と版厚の関係) と舗装設計便覧との比較

ただし、式(9-1)の応力比 S の範囲 $0.7 \leq S \leq 0.8$ は $S' < 0.8$ に拡張できるとした。これは、応力比が0.7未満の領域を検討する場合であっても疲労度への影響が小さいためである。ちなみに、先述した版厚230mmの国道49号の疲労計算によれば、累積疲労度=1.0に占める応力比0.7未満の合成応力による疲労度の割合は1.0%未満であった。また、式(9-2)の適用範囲も $0.8 \leq S \leq 0.9$ から $0.8 \leq S' \leq 1.0$ に拡張できるとした。ここで、応力比の上限が1.0であることは、それを超えないように版厚設計することを意味する。また後述する理由により、本設計疲労曲線を用いる場合は、疲労破壊確率を50%以下で版厚250mm以上を適用範囲とする。

式(13-2)は応力比 S が0.8以上の疲労曲線を版厚の依存性を簡素化のために無視したものである。図-17に示すように、提案疲労曲線式(9)はH230の場合に比べ、疲労破壊確率が30%以上では疲労破壊回数を過大評価する。このように、供試体高さや疲労破壊確率によっては疲労破壊回数を過大評価する場合がある。そこで、図-20に、所定の疲労破壊確率における、実験結果に基づいた疲労破壊回と供試体高さ(150mm, 300mm, 450mm)の関係をプロットして示す。図中の実線は実測値を直線で近似した疲労破壊回数と供試体高さの関係を示し、破線は供試体高さの影響を無視した疲労破壊回数と供試体高さの関係を示している。この図によれば、供試体高さの相違を無視した場合と考慮した場合の疲労破壊回数が一致する供試体高さは、疲労破壊確率が大きくなるにつれて高くなる。図-20は実験に基づくものであるが、設計曲げ疲労曲線の定式化の場合と同様に、平均曲げ強度を用いて求めた応力比を設計曲げ強度を用いて求めた応力比に置き換えれば設計においても適用できると考えられる。一般に設計では、疲労破壊確率は50%以下が用いられ、版厚も250mm以上である。これらの場合には、図-20より版厚効果は無視した本提案疲労曲線により疲労破壊回数が過大評価されることはない。このことから、本提案疲労曲線の適用範囲は、疲労破壊確率が50%以下で、版厚が250mm以上とするのが適当であると考えられる。

提案した設計曲げ疲労曲線を用いた版厚設計例を以下に示す。設計条件として、設計期間は20年および50年、破壊確率は50%、コンクリートの設計基準曲げ強度(寸法150mm×150mm×530mm供試体)は4.5MPaとし、温度条件は「コンクリート版上下面の温度差が大きいところ」および「コンクリート版上下面の温度差が小さいところ」とした。その他の設計条件は5.で示した国道49号の供用後28年時(N6交通区分相当)と同等とした。なお曲げ強度の寸法効果は式(12)を用い、コンクリートの弾性係数は5.と同様に、強度の特性値と弾性係数の関係¹⁰⁾を用いて30.0GPaとした。コンクリートの材料係数 γ_e は1.0とした。

表-12 より精度の高い設計疲労曲線の定式化の例

破壊 確率 (%)	版厚 (mm)	$\log N = a - b \cdot S'$			
		応力比 S' ; 0.8未満		応力比 S' ; $0.8 \leq S' \leq 1.0$	
		a	b	a	b
10	150	8.539	7.289	11.538	11.038
	200	10.122	9.267	9.614	8.632
	230	11.071	10.454	9.614	8.632
	250	11.704	11.245	9.133	8.031
	300	13.287	13.223	7.930	6.527
	350	14.869	15.201	7.240	5.665
	400	16.451	17.179	6.550	4.802
	450	18.034	19.157	5.859	3.939
50	150	12.575	11.551	15.268	14.917
	200	14.589	14.068	13.109	12.218
	230	15.797	15.579	11.814	10.599
	250	16.603	16.586	10.950	9.519
	300	18.617	19.103	8.791	6.820
	350	20.631	21.621	8.726	6.739
	400	22.645	24.138	8.661	6.658
	450	24.659	26.656	8.596	6.577

表-13 平均曲げ強度と設計曲げ強度に基づく設計版厚の比較
(破壊確率 $P_f=50\%$ 、表中の[]内の数字は当該版厚の曲げ強度)

設計条件 曲げ強度	平均曲げ強度 f_{mh} (MPa)		設計曲げ強度 f_{tdh} (MPa)
	変動係数 V		
	10%	5%	
設計期間 20年 温度差大	260mm [4.88]	300mm [4.32]	330mm [3.91] (27%) ^{*1} , (10%) ^{*2}
設計期間 20年 温度差小	240mm [4.95]	270mm [4.40]	290mm [3.99] (21%) ^{*1} , (7%) ^{*2}
設計期間 50年 温度差大	290mm [4.79]	330mm [4.25]	350mm [3.87] (21%) ^{*1} , (6%) ^{*2}
設計期間 50年 温度差小	260mm [4.88]	290mm [4.35]	310mm [3.95] (19%) ^{*1} , (7%) ^{*2}

※設計基準曲げ強度 f_{bktm} は4.5MPaとした。

※1: $V=10\%$ 時の平均曲げ強度による設計版厚に対する版厚の増加率

※2: $V=5\%$ 時の平均曲げ強度による設計版厚に対する版厚の増加率

この条件による版厚と累積疲労度の関係を図-21に示す。この図より、設計期間が20年の場合、累積疲労度が1.0を下回る版厚は温度差大の条件で330mm、温度差小の条件では290mmとなり、舗装設計便覧の経験にもとづく設計で規定されているN6交通区分の版厚280mmと比べると、それぞれ18%、4%厚くなる結果であった。また図中の破線で示した設計期間を50年とした場合の累積疲労度が1.0を下回る版厚は、温度差大で350mm、温度差小で概ね310mmであった。これは版厚を6~7% (20mm)と若干厚くすることにより設計期間を30年延ばせることを意味している。

一方、本提案式は式(13-2)に示すように、破壊確率-破壊回数の関係を、寸法の影響を無視した一つの直線で表した場合、版厚を過小あるいは過大に設計する可能性がある。そのため、より精度の高い設計曲げ疲労曲線を定めるためには、版厚230mmに対して得られた式(11)と同

様の考え方で、所定の疲労破壊確率と版厚を用いて疲労曲線を求めるのが望ましい。表-12に、疲労破壊確率10%および50%、版厚150mm~450mmの8水準に設定した応力比 S' と疲労破壊回数 $\log N$ の関係式に用いた係数 a, b の値を示した。なお、応力比 S' は設計曲げ強度を用いて求めるものとする。

ここで、平均曲げ強度を用いた曲げ疲労曲線を用いて、上記と同じ条件で設計版厚を求め、設計曲げ強度を用いた場合の設計版厚と比較した結果を表-13に示す。このときのコンクリートの曲げ強度の変動係数 V は10%および5%とし、材料係数 γ_c は1.0とした。これより、設計曲げ強度に基づく設計曲げ疲労曲線式(13)を用いた場合の設計版厚は、平均強度に基づく曲げ疲労曲線式(9)を用いた場合に比べると、変動係数 V が10%の場合19~27%、 V が5%の場合6~10%大きくなり、その増加率はコンクリートの品質管理レベルが高くなれば低下するといえよう。

7. まとめ

骨材最大寸法40mmの舗装用コンクリートを用いて作製した高さ150mm (H150)、300mm (H300) および450mm (H450) の供試体の寸法効果を考慮した曲げ強度式を提案した。次いで、同寸法の供試体の曲げ疲労曲線とその寸法効果を検討し、それに基づいて曲げ疲労曲線を定式化し提案した。さらに提案した曲げ疲労曲線に基づいて算定した疲労度1.0のときの疲労破壊確率と既存の国道コンクリート舗装で観察した疲労ひび割れ発生確率との比較を通じて提案式の妥当性を示した。

本研究において得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 舗装用コンクリートの曲げ強度の寸法依存性を考慮した簡便な平均曲げ強度算定式を、さらにこれに基づき簡便な設計曲げ強度算定式を提案した。
- (2) 応力比0.7での曲げ疲労試験において、明確に寸法効果が認められ、寸法が大きくなるにつれ疲労破壊回数が大きくなることを実験的に示した。さらに、この原因を引張軟化曲線に基づく解析により、供試体高さが小さいH150供試体では繰返し載荷開始時にすでに引張軟化が生じている一方、寸法の大きい供試体では引張軟化が生じていなかったことを示すことにより説明した。
- (3) また応力比0.7では、H150とH450の疲労破壊確率と対数表示の疲労破壊回数の関係の回帰直線は概ね平行であるが、H300の疲労破壊回数は疲労破壊確率が小さくなるとH150のそれに近づき、大きくなるとH450のそれに接近する。この原因として、H300供試体の引張縁応力が引張強度と極めて近いこと、引張強度にばらつきがあること、および引張強度が低い方にばらつけば引張

軟化しやすくなることを指摘した。

- (4) 応力比0.8では、供試体の高さの違いによる疲労破壊回数への影響は認められなかった。これは、供試体高さに拘らず、すべての高さの供試体に引張軟化が生じていたためである。

- (5) 応力比0.9では、いずれの高さの供試体も引張軟化しているにも拘わらず、H450およびH300はH150よりも明らかに疲労破壊回数は多かった。この理由として、H150の場合、供試体高さに対する軟化域の相対深さが他と比べて深く曲げ疲労ひび割れの進展に対する抵抗性が低い可能性を指摘した。

- (6) H150を用いて得られた実験の疲労破壊回数は、同一高さの供試体による既往の研究による結果と比べて大きく低下した。その主たる理由として、本実験の載荷装置の支点がローラー支持であるのに対し、既往の研究で用いられた舟形支点では供試体の材軸方向の変位を摩擦で拘束する可能性があることを指摘した。

- (7) 本実験結果に基づいて、版厚、疲労破壊確率および応力比をパラメータにしたコンクリートの曲げ疲労曲線を提案した。ただし、応力比0.8の場合は実験結果に基づき、0.9の場合は簡易化を目的に、それら応力比において寸法効果はないと仮定し定式化した。

- (8) 本提案式に基づいて算定した疲労度1.0のときの疲労破壊確率は、疲労ひび割れ発生比率と等価であると仮定すれば、供用後23年および28年の国道コンクリート舗装の曲げ疲労ひび割れ発生比率とかなり高い精度で一致し、本提案式が高い信頼性と実用性を有していることを示した。一方、2007年制定土木学会舗装標準示方書式はかなり過小評価することが分かった。

- (9) 応力比0.9の場合に明確な差が認められた各疲労破壊確率ごとのH150とH300の疲労破壊回数を按分して、両者の厚さの間に位置する版厚の疲労破壊回数を求める式を提案した。さらに、本式により国道コンクリート舗装の曲げ疲労ひび割れ発生比率の予測精度が向上することを示した。

- (10) これらの結果に基づき、所要の破壊確率におけるコンクリート版厚および応力比をパラメータとした設計曲げ疲労曲線を提案した。

8. あとがき

曲げ疲労試験において支点をローラー支持とすることにより精度向上を図った応力比 S と疲労破壊回数 $\log N$ の関係である曲げ疲労曲線式(9)に基づいて提案した設計曲げ疲労曲線式(13)は、2014制定土木学会舗装示方書に採用されたものである。本論文では式(13)の定式化に至る過程と考え方を示すとともに、式(9)に基づき算定し

た累積疲労度1.0より求まる疲労破壊確率と国道コンクリート舗装で観察された疲労ひび割れ発生比率の比較を通じて提案式の妥当性と高い信頼性を示した。

謝辞：本原稿に用いた一般国道49号コンクリート舗装の調査データは、1998年に建設省北陸地方建設局 新潟国道工事事務所（当時）より、社団法人セメント協会（当時）へ提供されたものである。ここに、本データの使用にあたって、関係各位に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) Murdock, J. W. and Kesler, C. E.: Effect of range of stress on fatigue strength of plain concrete beams, *ACI Journal*, Vol. 55, No. 2, pp. 221-231, 1958.
- 2) 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究（3），土木研究所報告，第117号，pp. 91-92, 1964.
- 3) Galloway, J. W., Harding, H. M. and Raithby, K. D.: Effects of Moisture Change on Flexural and Fatigue Strength of Concrete, TRRL Laboratory Report 864, 1979.
- 4) 小梁川雅，国府勝郎，福田正：コンクリート舗装版の曲げ疲労に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 372/V-5, pp. 131-137, 1986.
- 5) 小梁川雅，米谷裕，福田正：確率特性を考慮したコンクリート舗装版の曲げ疲労設計曲線，土木学会論文集，No. 426/V-14, pp. 151-157, 1991.
- 6) 吉本徹，佐藤良一：舗装用コンクリートの曲げ強度と曲げ疲労強度の寸法効果に関する研究，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol. 67, No. 2, pp. 181-188, 2011.
- 7) 土木学会：2007年制定 舗装標準示方書，pp. 33-34, 2007.
- 8) CEB FIP Model Code for Concrete Structures, 1978.
- 9) 岸谷孝一，西澤紀明他編：疲労，pp. 39-44, 技報堂出版，1987.
- 10) 六郷恵哲，内田裕市，加藤英徳，小柳洽：コンクリートの曲げ強度の推定に関する破壊力学的検討，コンクリート工学論文集，Vol. 3, No. 1, pp. 57-63, 1992.
- 11) 内田裕市，六郷恵哲，小柳洽：コンクリートの曲げ強度の寸法効果に関する破壊力学的検討，土木学会論文集，No. 442/V-16, pp. 101-107, 1992.
- 12) 土木学会：2014年制定 舗装標準示方書，pp. 150-151, 2015.
- 13) 道路保全センター：一般国道49号舗装修繕工法検討業務報告書，1993.
- 14) 土木学会：舗装ライブラリーNo. 16，コンクリート舗装の設計・施工・維持管理の最前線，2017.10.
- 15) 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧〔第一分冊〕，pp. 215-225, 2019.
- 16) 西澤辰男：平板モデルに基づいたコンクリート舗装構造解析用プログラム CP，コンクリート舗装小委員会報告 付録資料，2011.
- 17) 建設省土木研究所：土木研究所資料 車両重量調査結果の解析（その4），p. 11, 1995.
- 18) 渡邊直利，井上直，久保和幸：車両走行位置分布に関する分析，第27回日本道路会議，12005, 2007.
- 19) 日本道路協会：舗装設計便覧，p. 172, 2006.
- 20) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，p. 224, 1983.
- 21) 土木学会：2014年制定 舗装標準示方書，pp. 36-37, 2015.10.
- 22) 日本道路協会：舗装設計便覧，p. 177, 2006.
- 23) 土木学会：2014年制定 舗装標準示方書，pp. 151-152, 2015.
- 24) 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究（3），土木研究所報告，第117号，pp. 71-75, 1964.
- 25) 日本道路協会：舗装設計便覧，p. 171, 2006.
- 26) 日本道路協会：舗装設計便覧，pp. 147-158, 2006.

(Received June 24, 2019)

(Accepted January 8, 2020)

PROPOSAL OF A NEW DESIGN FLEXURAL FATIGUE CURVE FOR PAVEMENT CONCRETE IN CONSIDERATION OF THE SIZE EFFECT

Toru YOSHIMOTO, Shoichi KAMETA and Ryoichi SATO

The size effect on the flexural fatigue failure of pavement concrete specimens was investigated experimentally using specimens measuring 150 mm, 300 mm, and 450 mm in height. The set ratios of stress/strength in flexure were 0.7, 0.8, and 0.9, respectively.

At the stress/strength ratio of 0.7, the number of repetitive stress cycles until fatigue failure was observed to increase with increasing specimen height, and the increase was dependent on fatigue failure probabilities. At the stress/strength ratio of 0.8, the size effect was almost negligible, and at 0.9, the numbers of repetitive stress cycles until fatigue failure of the 300 mm and 450 mm specimens were roughly the same, but greater than that of the 150 mm specimens.

Based on the results, a flexural fatigue curve consisting of three parameters, i.e. concrete slab thickness, fatigue failure probabilities, and stress/strength ratio S , was proposed in the case of $0.7 \leq S \leq 0.8$, along with a flexural fatigue curve consisting of two parameters, i.e. fatigue failure probabilities and stress/strength ratio S , in the case of $0.8 \leq S \leq 0.9$.

The usefulness of these fatigue curves was demonstrated through comparison of the fatigue cracking ratio obtained from the survey of cracks in unreinforced concrete pavement of a national highway in long use, with the fatigue failure probability at the fatigue degree of 1.0 calculated based on the proposed fatigue curves and the fatigue curve of the JSCE Standard Specifications for Pavements-2007.

By integrating these two curves, a new design flexural fatigue curve incorporating the size effect in order to contribute to practical works is proposed.