

論文 丸棒を用いたプレートガーター橋床版の曲げ・疲労について

田村隆弘^{*1}・丸山久一^{*2}・重松恒美^{*3}

要旨：丸棒が主鉄筋として使用されたプレートガーター橋床版の静的曲げおよび疲労強度について、供用40年を経過した実橋から抽出した供試体により調査した。実験は、主桁上の負曲げ部分に着目して行った。材料試験の結果、抽出した供試体は健全であり、静的曲げ試験の結果を、終局理論による値やFEM解析で検証できた。疲労試験の結果からは、丸棒を使用した本床版の疲労強度は、ほぼ対数正規分布に従うことが示されたが、異形鉄筋を対象としたコンクリート標準示方書算定式に対しては、その勾配が異なった。最後に、線形被害則により疲労損傷度について評価することを試みた。

キーワード：鉄筋コンクリート床版、供用40年、曲げ耐力、疲労強度、線形被害則

1. はじめに

国内における橋梁建設は、1950年代より活発に行われ始め、1971年から1980年にかけてピークを示しており、この10年間に約42000橋が架けられている。また、(建設省土木研究所の平成8年度調査資料によると)1986年から1995年の10年間で架替えが行われた橋梁は、その供用期間が31年から35年程度のもの最も多くなっている。架替理由については、交通事情の変化に対する機能上の問題が最も多いが、耐荷力不足や、老朽化あるいは損傷によるといったものも認められる。これらのことから、今後、10年間の橋梁構造物の架替えおよび改良工事が相当数に昇ることは容易に予想される。

初期に建設された橋梁は、RC橋もしくは鋼橋が主流であるが、コンクリート床版の設計においては、繰返し荷重による疲労の影響は考慮されておらず、また、その主筋に一般構造用丸棒が使用されている。このため、今日の異形鉄筋を用いたコンクリート床版とは、その挙動が異なることが予想される¹⁾が、現行の標準示方書²⁾では、異形鉄筋を使用した場合の方が丸棒を使用した場合より疲労強度が小さくなることを考

慮し、(設計のために)異形鉄筋を使用した場合について示している。ここでは、40年間供用された越路橋(新潟県、2等橋)の架替え工事に

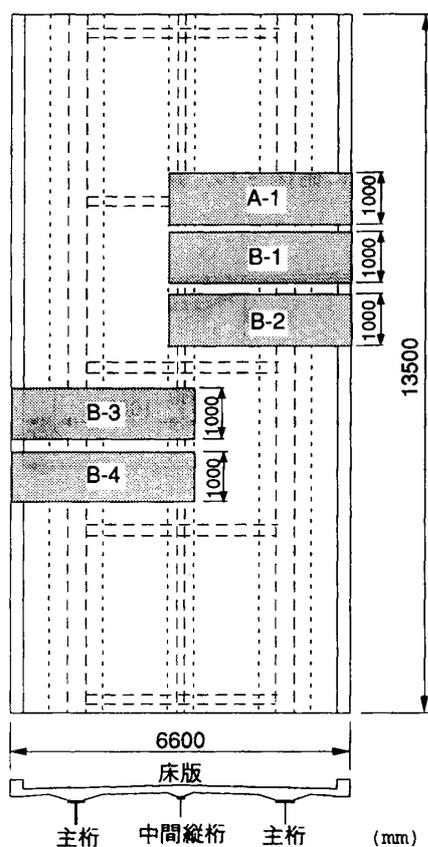


図-1 供試体抽出箇所

*1 長岡技術科学大学助教授 技術開発センター 工博(正会員)

*2 長岡技術科学大学教授 工学部環境建設系 工博(正会員)

*3 徳山工業高等専門学校教授 土木建築工学科 工博

に伴い、廃橋とされる橋梁の一部から図-1に示すような供試体を摘出し、静的耐荷挙動および、曲げ疲労強度について実験的に調査した結果を報告する。

2. 実験

越路橋は、橋長13.5m、幅員6.0m、2本主桁で中間縦桁を有するプレートガーター橋である。供試体の摘出は、図-1に示すように左右の車線から、それぞれ1m幅で計5体行った(図中、斜線部分が摘出箇所)。摘出した供試体寸法および配筋図を図-2に示す。上下の主鉄筋およびハンチ筋には、全てφ16の一般構造用丸棒が使用されている。折曲鉄筋の併用により、作用モーメントに対して常に8本の引張主鉄筋と4本の圧縮主鉄筋が配置されている状態になるが、終局耐力に対しては、ハンチ筋も寄与していたことが認められた。供試体摘出時に採取した鉄筋およびコンクリートの材料特性は表-1に示す。中性化試験の結果からもコンクリートの状態は良好であったことが確認された。鋼材についてもかぶり等確実に確保され、錆等は全く確認され

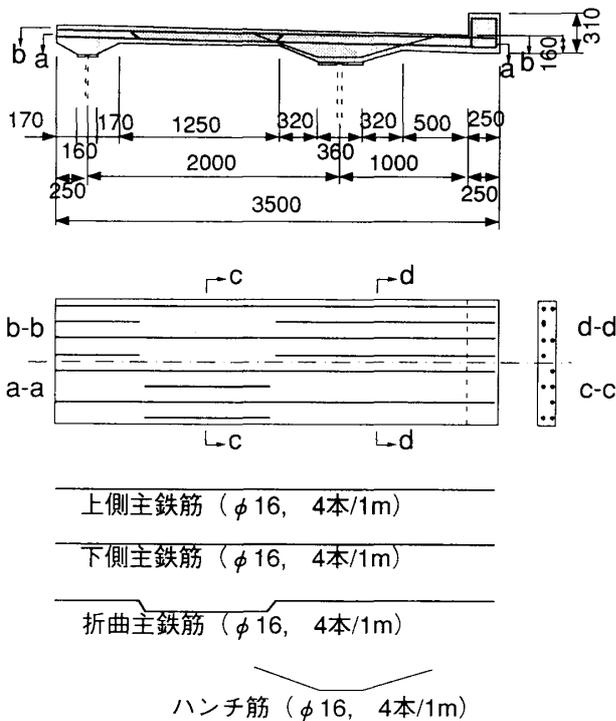


図-2 供試体寸法および配筋図

表-1 材料試験結果

コンクリート	
圧縮強度 (N/mm ²)	34.8
初期弾性係数 (kN/mm ²)	29.8
中性化深さ (平均: mm)	5.20
鉄筋	
降伏応力 (N/mm ²)	332
引張強度 (N/mm ²)	498
弾性係数 (kN/mm ²)	201

ず健全であった。また、荷重(静的、疲労)試験にあたって荷重の作用位置は、道路橋示方書の定めるT荷重に従い、1.75m幅で作用する輪荷重によって主桁上で負曲げモーメントが発生する状態を考慮した(図-3)。

2.1 静的曲げ試験

疲労試験の基礎データとするための単調曲げ載荷試験を行った。破壊荷重等は表-2に示す。

2.1.1 荷重-変位の関係

A-1供試体の荷重-スパン中央変位の関係を

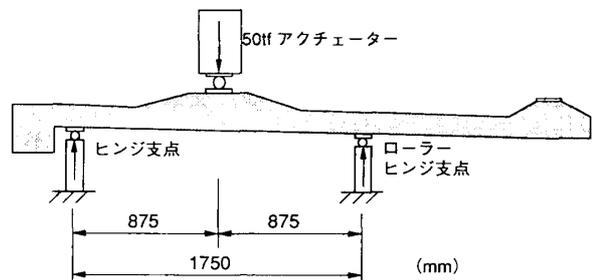


図-3 載荷イメージ図

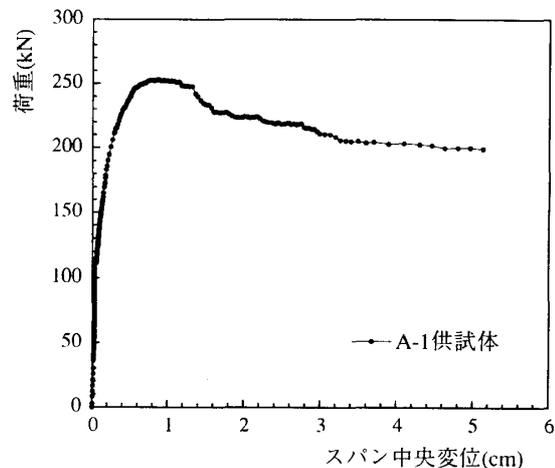


図-4 荷重-スパン変位曲線(静的試験結果)

表-2 実験条件および実験結果

供試体	試験	上限荷重 (kN)	下限荷重 (kN)	破壊荷重 P_u (kN)	上限荷重比 P_s (%)	疲労寿命 N (回数)	logN	終局状態 (鉄筋)
A-1	静的	-	-	253.3	-	-	-	破断ナシ
B-1	疲労	225	10	-	89	42860	4.6	1本破断
B-2	疲労	215	10	-	85	10	1.0	破断ナシ
B-3	疲労	200	10	-	79	136400	5.1	3本破断
B-4	疲労	180	10	-	71	2392500	6.4	5本破断

図-4に示す. 約100kNで曲げひび割れが発生し, 253.3kNで最大荷重となり曲げ破壊した.

2.1.2 破壊性状

図-5ではA-1供試体の破壊時のひび割れ状態を示す. ひび割れは, ローラーヒンジ支点側の床版とハンチの断面変化点付近に局部的に発生している. 破壊の場所についての検証のために, 実験後, 供試体のコンクリートをはつり除去して鉄筋位置等を確認し, 終局理論と有限要素法による解析を行った.

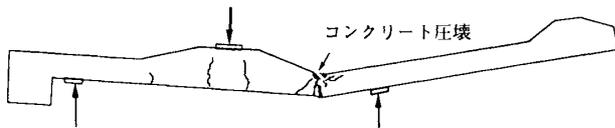


図-5 破壊時のひび割れ状態 (静的試験結果)

a) 終局理論による解析

配筋の変化を考慮し, 終局理論により部材を解析した結果を図-6に示す. 図は部材各断面の抵抗モーメントとA-1床版が破壊した最大荷重作用時の作用モーメントを比較している. 床版とハンチの断面変化点付近がハンチ筋と折曲げ

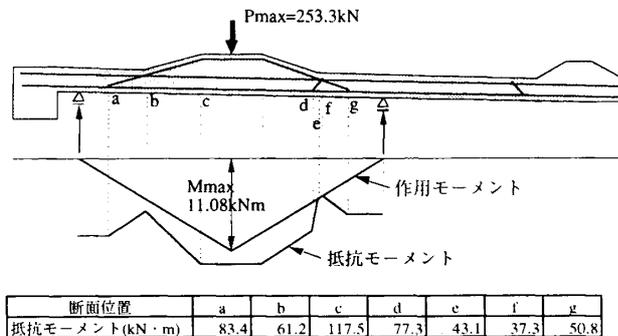


図-6 終局理論による各断面での抵抗モーメント

筋で複雑に交錯しているが, 破壊位置での抵抗モーメントが小さく, この場所でクリティカルな状態になっていることが示されている.

b) FEM 解析による検証

丸棒が使用された鉄筋コンクリート部材を有限要素法により解析するにあたって, 破壊エネルギーをコントロールすることで鉄筋とコンクリートの合成性能を表現することを試みた.

解析手法について (詳細は既報³⁾参照) ここでは簡単にその概要を述べる.

解析は, ソリッド要素を用い弾塑性解析を行う. コンクリートの圧縮挙動における応力状態の定義に際しては, 1)Drucker-Pragerの降伏関数による降伏条件の決定, 2)塑性域での応力-歪関係式の構成のための Prandtl-Reussの流動則の使用, 3)硬化則を Madrid Parabolaによる一軸の応力-歪状態としての定義, 4)圧壊条件は降伏曲面で定義した応力成分を歪成分に置換し, この歪の大きさが最大圧縮歪みを越えるか否かで判断する, といった4つの条件を考慮した. コンクリートの引張挙動においては, 最大引張主応力が引張強度を越えたときひび割れが発生するものと仮定した. 数値計算の制御は, ひび割れによる荷重低下を表現できる変位増分法を使用した.

解析モデルの要素分割を図-7に示す. 鉄筋は, 等価な断面積を有する板として各要素内に組み込み, その構成則は降伏前と降伏後のバイ

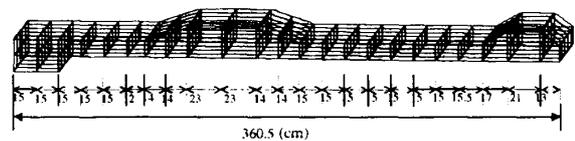


図-7 有限要素メッシュ

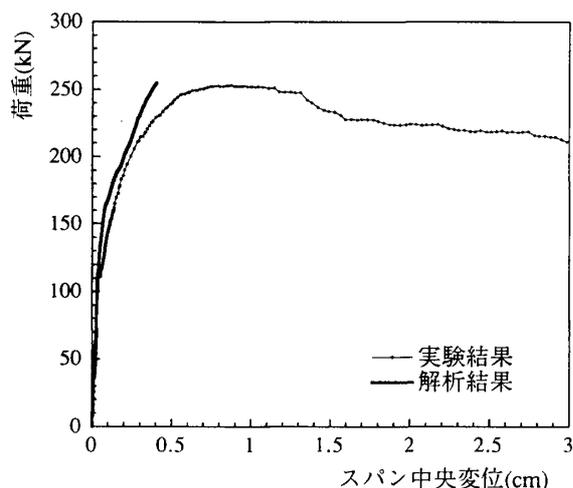


図-8 荷重-スパン中央変位曲線 (FEM解析)

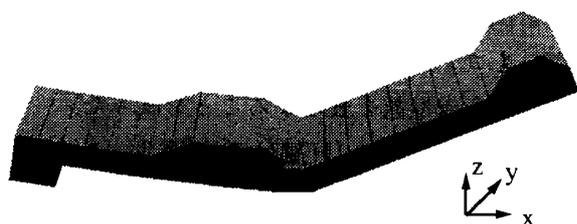


図-9 終局変形状態 (FEM解析結果)

リニア型とした。

解析結果として、荷重-スパン中央変位の関係(図-8)と終局時の変形状態(図9:z方向は20倍)を示す。荷重-変位関係においては、最大荷重までの勾配は比較的良く近似できたが、最大荷重後のゆっくりとした軟化勾配が表現できていない。図-9の変形図においては、破壊位置等、図-5に示す実験結果とよく一致した。

2.2 疲労試験

疲労試験の条件は表-2に示す。試験体の曲げ剛性を確認する目的で、第1サイクルについては各供試体の初期勾配を確認した。この結果、B-1供試体において初期曲げひび割れ発生荷重や荷重-変位曲線の勾配がわずかに異なったが、B-2、B-3、B-4の供試体は、ほぼA-1と同様であることが確認された。これらのことから疲労試験における上限荷重比はA-1の終局耐力を基準に表-2に示すように変化させた。下限荷重は自重相当分を考慮して全ての実験で10kN、また荷重周期も、全て1Hzとした。しかし、B-2供試体で

は、10サイクル目において荷重勾配の変化を確認するために周期を落としたところ、荷重が所定の上限荷重まで上がらずに曲げ破壊に至った。

2.2.1 破壊性状

図-10は疲労試験を行った各供試体が最初の上限荷重に達した時点でのひび割れ状態を示す。A-1と同様に、床版とハンチの断面変化点付近で卓越したひび割れが発生するが、上限荷重のレベルが小さくなるにしたがって曲げひび割れ先端位置が低くなる。疲労の初期の段階では、そのひび割れはほとんど進展しないが、その後疲労回数が終局に近づくにしたがってゆっくりと進展し始める。最終的には(疲労破壊したB-1、B-3、B-4では)、鉄筋の破断音とほとんど同時に圧縮コンクリートの圧壊が生じ、急激に耐力を低下させた。また、試験後のはつり調査の結果、疲労寿命が長くなるに従って鉄筋の破断の本数が増えることが確認された(表-2)。なお、主鉄筋は床版中央側でカットされているが、疲労試験中のカット位置での鉄筋のすべりは認められなかった。

2.2.2 疲労強度

コンクリート標準示方書による疲労設計では、

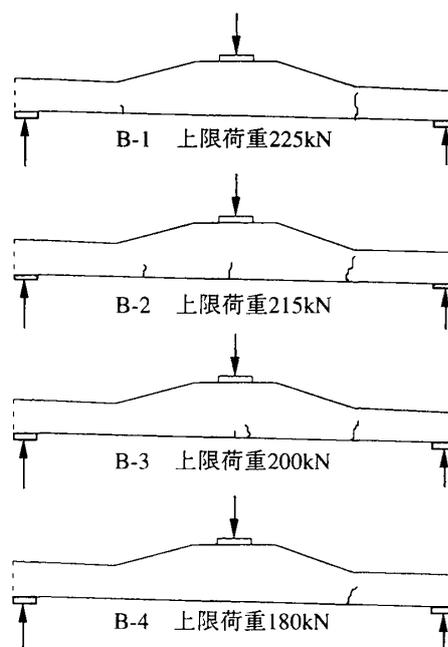


図-10 1サイクル目の上限荷重作用時における各供試体のひび割れ図

鉄筋コンクリート梁部材が、主として曲げモーメントの繰返しによって疲労破壊する場合を曲げ疲労破壊として、その値は、部材を構成するコンクリートおよび鋼材の疲労特性値によって決まるものとしている。そして、設計においては、鉄筋の疲労破断に対して、異形鉄筋を対象とした以下の式を与えている。

$$f_{rd} = 190 \cdot (10^a / N^k) \cdot [1 - (\sigma_p / f_{ud})] \gamma_s \quad (1)$$

ここで、 f_{ud} :鉄筋の設計引張強度、 γ_s :一般に1.05、 $a = k_0(0.81 - 0.003\phi)$ 、 $k = 0.12$ 。

また、コンクリート圧縮疲労破壊に対しては、

$$f_{rd} = k_1 f_d (1 - \sigma_p / f_d) (1 - \log N / K) \quad (2)$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$ 、 f_d :コンクリート設計強度、 $K = 17$ 、 $k_1 = 0.85$ 、 σ_p :永久荷重によるコンクリート応力。

先にも述べたように本実験では、鉄筋の破断によって部材が終局に至っている。図-11は、算定式で得られる静的終局耐力に対する上限荷重比と疲労寿命の関係を、そして図-12は鉄筋の応力振幅と疲労寿命の関係を示している。図に示されるように、(曲げ破壊したB-2を除く)B-1、B-3、B-4の実験値は、ほぼ対数正規分布に従った。

しかし、実験結果は、示方書算定式が与える結果と交錯する形で異なる勾配となっている。このことは、示方書算定式が異形鉄筋を対象としたものであるのに対し、本部材が丸棒を使用しているためであることと、本部材が40年間の供用により損傷を受けていることが原因と考えられる。

2.2.3 線形被害則の考慮について

本床版の場合、供用40年を経過しており、その間、相当数の交通量がランダムな活荷重として作用している。架橋当時の道路橋示方書(昭和31年規定)の設定荷重では、1後輪当たり最大荷重は36kN($w \times 0.4 = 9 \times 0.4$)であり、この荷重を考慮した場合でも、作用上限荷重は床版耐力の30%以下である。コンクリートの場合、設計基準強度の60%以下の上限応力比であれば実用上疲労限界が問題にならない⁴⁾とされ、鉄筋においても同様の

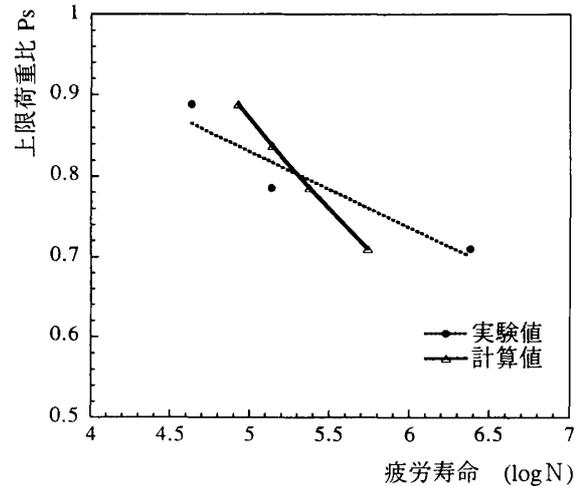


図-11 上限荷重比と疲労寿命の関係

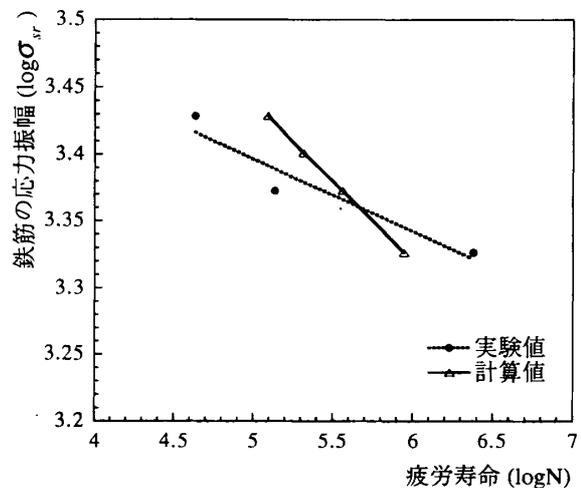


図-12 鉄筋の応力振幅と疲労寿命の関係

ことが考えられる。昭和48年以後の活荷重の規定T-14に対しても1後輪当たりの荷重は56kNであり、この値は床版耐力の45%程度となる。

しかし、本来、丸棒を用いた場合の方が、異形鉄筋を用いた場合より高い疲労寿命であることが予想されるにも関わらず、本実験結果において、高い上限応力比の場合に(異形鉄筋を考慮して算定される)計算値より疲労寿命が小さくなったことは、近年増加する交通量による疲労の影響が出ている可能性が考えられる。そこで、以下のような仮定の下に、本供試体に簡単な線形被害則の適用を試みた。(輪荷重の大きさは疲労に対して非常に大きな影響を持つ⁵⁾がここでは、T-14に対して検討し、また輪荷重のばらつき等については考慮しない。)

仮定:本橋梁の最近20年間の一日平均交通量を16100台とし、T-14荷重に相当する活荷重の混入率を18%とする(平成6年度交通サイエンスより)とこの間の経年予想疲労回数 n_i は約 2.3×10^3 万回となる。この時の鉄筋の予想振幅応力は $\log \sigma_{isr} = 3.15$ で、この応力に対する疲労寿命 N_{is} は 2.6×10^3 万回である。このことから、損傷度 $M=1$ に対する部材の予測疲労寿命 N_x は、実験で得られた疲労寿命 N を n_{test} として以下の式で与えられる(計算結果は表-3参照)。

$$M = \frac{n_i}{N_{is}} + \frac{n_{test}}{N_x} = \frac{2.3 \times 10^7}{2.6 \times 10^7} + \frac{n_{test}}{N_x} = 1 \quad (3)$$

(3)式で得られた N_x を図-12に重ねると実験値は図-13に示すようにその疲労曲線を示方書算定値より右へ移行させる。この移動量が部材の経年損傷度と言えるが、この計算は、一日平均交通量、活荷重の混入率、そして上限荷重値と鉄筋の特性値に大きく影響を受けるものである。

3. まとめ

供用40年を経過したプレートガーター橋床版の静的曲げおよび疲労強度について実験的に調査した。実験結果の範囲内で結論をまとめる。

- 1)材料試験の結果、40年供用された本床版は極めて健全であった。
- 2)静的試験の結果は、終局理論およびFEM解析でよく検証された。
- 3)疲労試験の結果、丸棒を使用した本床版の疲労強度は、ほぼ対数正規分布に従ったが、異形鉄筋を対象としたコンクリート標準示方書算定式に対して、その勾配が異なった。
- 4)簡便な線形被害則の適用で損傷度の表現を試みたが、計算値は交通量等や作用上限荷重値および材料特性値に大きく影響を受けた。

今後、橋梁の補修および架替えの需要が増大することは統計上明らかであり、その際の基礎データとしても、精度の高い疲労損傷度の評価法の開発が必用であると思われる。

表-3 被害線形則の適用に基づく寿命予測

予想疲労振幅 ($\log \sigma_{isr}$)	3.15		
経年予想疲労回数 (n_i)	23000000		
σ_{isr} が単独に作用する時の疲労寿命(N_{is})	26000000		
case	実験室疲労回数 $N = n_{test}$	実験疲労振幅 $\log \sigma_{sr}$	予測疲労寿命 N_x
B-1	42860	3.43	371450
B-3	136400	3.37	1182130
B-4	2392500	3.32	20735000

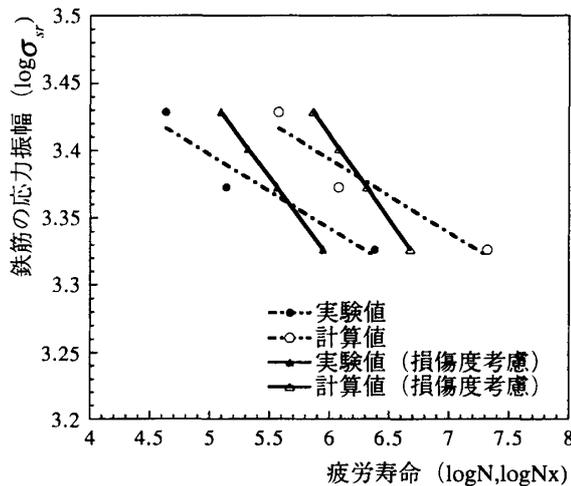


図-13 損傷度(線形被害則)を考慮した疲労寿命

参考文献

- 1) 松下博通, 高倉克彦: 限界状態設計法におけるコンクリートの疲労強度の特性値とせん断疲労耐力の設計用値, コンクリート工学, pp.14-23, 1984
- 2) 土木学会編: コンクリート標準示方書, 丸善, 1996
- 3) T.Tamura and T.Shiba: Shear Strength of Reinforced Concrete Pier Subjected to Axial Tensile Force, 21th Conference on Our World in Concrete & Structures, pp.233-238, 1996
- 4) 吉川弘道: 鉄筋コンクリートの解析と設計, 丸善, 1995
- 5) 国広哲夫: 道路橋の実働荷重と疲労設計, 第22回構造工学シンポジウム論文報告集, pp.149-156, 1975