

# 35 年間供用されたラーメン高架橋縦梁の 耐力・疲労に関する研究

田中宏昌<sup>1</sup>・関雅樹<sup>2</sup>・久保淳一郎<sup>3</sup>・長谷川昌明<sup>3</sup>・日紫喜剛啓<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 東海旅客鉄道株式会社 (〒103-0028 東京都中央区八重洲 1-6-6 八重洲センタービル)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 東海旅客鉄道株式会社 (〒450-6101 愛知県名古屋市中村区名駅 1-1-4)

<sup>3</sup>正会員 工修 東海旅客鉄道株式会社 (〒103-0027 東京都中央区日本橋 3-1-17 日本橋ヒロセビル)

<sup>4</sup>正会員 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

東海道新幹線のラーメン高架橋は、1964 年の営業開始以来すでに 36 年が経過している。現在、コンクリートの中性化の抑制の目的により表面保護工が実施されている。また、異形鉄筋が主筋としてはじめて本格的に使用された鉄筋コンクリート構造物であり、今後の維持管理ならびに構造物の健全性確認のために、残存耐力と残存疲労強度について確認する必要がある。そこで、東海道新幹線品川駅新設工事に伴い、取り壊すことになったラーメン高架橋の縦梁部材を使用して、材料試験とともに実際の部材を使用して耐力試験ならびに疲労試験を実施した。その結果、適切な維持管理を実施すれば今後概ね 20 年間は構造部材の健全性は十分に確保されることが明らかとなった。さらに 35 年間供用された異形鉄筋の疲労強度試験結果も併せて報告する。

**Key Words :** reinforced concrete viaduct, rigid frame viaduct, reinforced concrete beam, fatigue test, fatigue strength, flexural strength

## 1. はじめに

東海道新幹線のラーメン高架橋は、主筋として異形鉄筋がはじめて本格的に使用された鉄筋コンクリート (RC) 構造物である。建設計画当時、異形鉄筋の付着力が丸鋼よりも良好なことが着目され、経済性と耐久性の向上の観点から採用されたものである<sup>1)</sup>。この新幹線工事がきっかけとなりそれ以後、異形鉄筋が一般的に用いられるようになった。

本ラーメン高架橋は、1964 年に開業されてから 2000 年において 36 年間供用されており、将来にわたり健全性を維持ならびに適切に維持管理していくことが益々重要となっている。

東海道新幹線の高架橋は比較的良質な骨材が用いられているため、経年劣化要因としては、主に中性化を考慮すればよいとされ、コンクリートの中性化抑制を目的として表面保護工が計画され、実施されているところである<sup>2)</sup>。

長期の供用期間を経て解体した実構造物の健全性の

調査としては、鳥居らによる 80 数年経過したコンクリートアーチ橋の調査<sup>3)</sup> や、永来らによる道路橋として 60 年供用されたゲルバー橋の掛け違い部を切り出した耐力確認などの調査<sup>4)</sup> などがある。しかし、いずれも鉄筋としては丸鋼を用いた RC 構造物であり、異形鉄筋を使用した RC 構造物に関して、実際の部材の経年変化を調べた例はない。また供用中の構造物の調査については、劣化が認められる構造物に対する調査がほとんどであり健全な構造物に関する研究データが不足している<sup>5)</sup>。

ラーメン高架橋の今後の維持管理ならびに健全性確認の観点からは、許容応力度設計法によって設計されたラーメン高架橋の現況耐力評価、実列車荷重によるひびわれ幅や鉄筋応力の発生状況など現状の部材の力学的挙動を把握しておく必要がある。これまで、解析的には種々検討がなされてきたが、実際のラーメン高架橋部材を用いて実験検討した例はない。また、列車活荷重の比率が比較的大きいラーメン高架橋では、繰返し列車荷重によるコンクリート部材の劣化への影響、

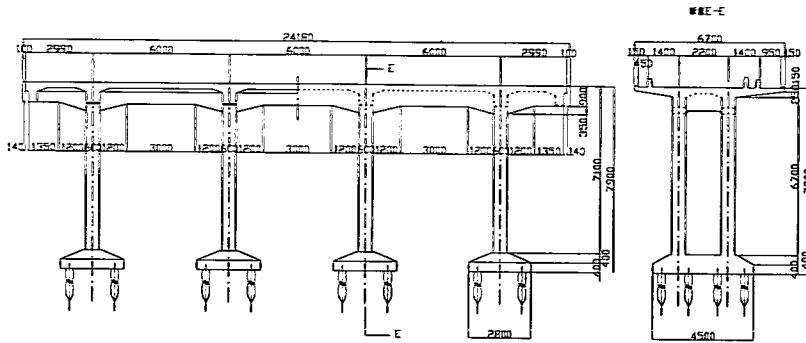


図-1 対象ラーメン高架橋構造図（第一品川高架橋）（単位：mm）

特に疲労問題について検討する必要があった。

コンクリート梁部材の疲労問題に関しては、荷重組合せにより生じるコンクリートの圧縮応力度が  $\sigma < 0.5\sigma_{ck}$  に関しては、コンクリートの疲労が問題になることはなく、梁の曲げ疲労とせん断疲労を考慮すればよいことが知られている<sup>6)</sup>。

梁の曲げ疲労については、新幹線構造物に異形鉄筋が主筋としてはじめて本格的に使用されたことから、開業時に国分・松本<sup>7)</sup>による研究やその他多数の研究<sup>8)</sup>が実施されている。その結果、部材の疲労耐力と鉄筋の疲労強度とはほぼ比例関係にあること、当時の鉄筋の許容応力度程度で200万回疲労強度は確保されることなどが明らかにされた。その後、限界状態設計法への移行に際して、岡村らにより統計的な処理から鉄筋径、ふし形状、引張り強度、最小応力度をパラメータとした疲労強度推定式（鉄筋のS-N曲線式）が提案<sup>9)</sup>され、指針<sup>10)</sup>にも推定式ならびに疲労検討の方法がはじめて示された。

当初の疲労強度推定式では繰返し回数200万回以上についてはS-N曲線の低下割合を緩和していたが、現在の設計標準<sup>6), 11)</sup>では、200万回以上のデータが少ないことから安全側として200万回未満のS-N曲線の係数がそのまま適用されている<sup>11)</sup>。この場合には、500万回、1000万回の疲労強度推定は、許容応力度をかなり割り込むことになり、これらの確認が必要であった。

また、経年変化を受けた鉄筋の耐力・疲労強度等の検討はこれまで非常に少なく、新巻や谷村らが行った山陽新幹線の高架橋での検討がある程度である<sup>12), 13)</sup>。これらの研究では、鉄筋腐食が生じたスラブから鉄筋を採取して鉄筋の疲労試験を実施した。その結果、鉄筋の腐食による質量減少率と鉄筋の降伏強度残存率および疲労強度残存率との関係が求められている。しかしながら、これらの研究は100万回程度の腐食鉄筋単体の疲労試験に基づいたものである。しかも、鉄筋腐

食の程度と現状での構造物の健全性との関係を明らかにするために検討されたものであり、必ずしも将来の鉄筋の疲労寿命について検討されたものではない。今後、鉄筋の疲労寿命の観点からの検討が望まれる。

一方、東海道新幹線構造物では、活荷重の等価繰返し回数として85万回/年が想定されており<sup>14)</sup>、現在までに約3000万回（35年間）、今後20年使用したとして1700万回、合計4700万回の繰返し回数が想定されており、これまでの材料試験データでは想定外となる。

著者らは、2003年秋開業予定の品川新駅設置工事に伴い35年間使用したラーメン高架橋が、2000年1月に撤去される機会を捉えて、耐力ならびに疲労に関する課題について、ラーメン高架橋の主要部材である縦梁部材を切り出して諸試験を行うこととした。

本論文では、これら諸試験の結果について報告するとともに、今後のラーメン高架橋の維持管理にあたっての力学挙動面からの評価について述べる。

## 2. 調査対象ラーメン高架橋および試験体の概要

図-1に今回対象とした第一品川高架橋のラーメン高架橋構造図を示す。東海道新幹線では2線2柱式ラーメン構造が標準的であり多く用いられているが、第一品川高架橋は、引き込み線が設置されているため、分離式の1線2柱式ラーメン構造となっている。今回品川新駅の設置工事に伴い、35年間の供用後に撤去されたものである。

図-2に試験体の切り出し位置を、図-3に試験体の寸法を、図-4に配筋図を示す。試験体としては、運搬の制約からラーメン高架橋部の縦梁1スパン部分とし、ワイヤーソーを用いて切り出した。縦梁の主筋には、異形鉄筋D29（当時の規格呼称<sup>15)</sup>：SSD49）が、スターラップ鉄筋には丸鋼 $\phi 13$ （当時の規格呼称<sup>15)</sup>：SS41）

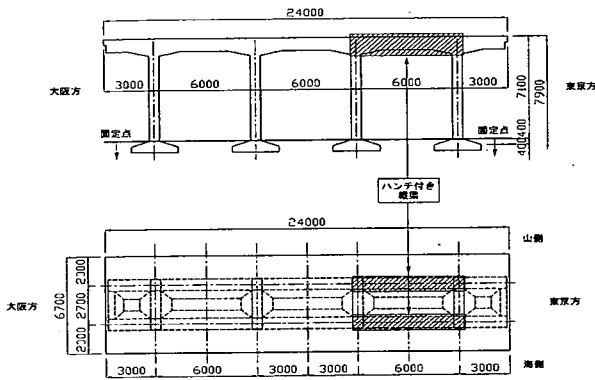


図-2 試験体切り出し位置 (単位: mm)

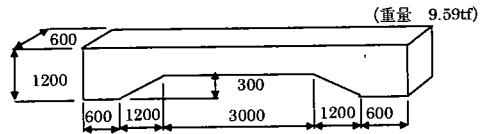


図-3 切り出し試験体寸法 (単位: mm)

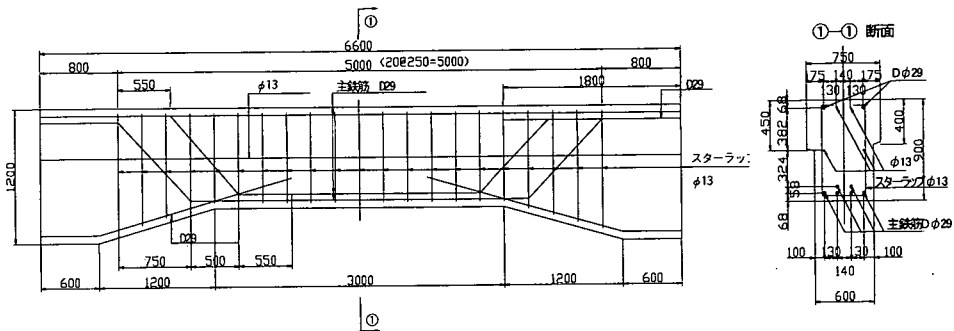


図-4 切出し試験体配筋図 (単位: mm)

が用いられている。なお、第一品川高架橋は、事前の調査によって塩害等による特殊な変状はなく、またびびわれも少ない比較的良好な状態で 35 年経過していることが判明している<sup>14)</sup>。

### 3. 供用部材を活用した試験概要

#### (1) 試験項目

35 年間供用され経年変化を受けたラーメン高架橋梁の疲労ならびに現状の保有耐力を検討するため、切り出した縦梁を用いて、以下に示す試験を行うこととした。

- ① 梁部材の疲労試験
- ② 梁部材の耐力試験
- ③ 材料試験および鉄筋単体の疲労試験

#### (2) 縦梁部材の疲労試験

ラーメン高架橋縦梁の設計は、許容応力度法で行われており、応力計算は鉄筋・コンクリートのヤング係数比  $n=15$  として算定されている。ところで、現況の

構造物の耐力・疲労の評価を実施するにあたり、実際の縦梁に作用する列車荷重は、設計当時と比較して小さい値となっていることに留意する必要がある。第一品川高架橋の縦梁の中央断面での断面力で見ただけでは、設計当時と現在の鉄道設計標準とでは、設計列車荷重の荷重方法および荷重と有効幅、剛域の設定の面でのモデル化、死荷重の設定という点で異なっている。また、近年の新幹線車両の軽量化に伴い、列車荷重自体も低減しており、縦梁の中央断面の断面力は、結局設計当時の 40% 程度となっている<sup>14)</sup>。

疲労試験の荷重としては、現在の第一品川高架橋での実際の列車相当荷重を使用すれば、上記の理由から鉄筋の発生応力度が小さく疲労の影響が現れない可能性があった。このため、設計当時の鉄筋の許容応力度  $1600 \text{ kgf/cm}^2$  ( $157 \text{ N/mm}^2$ ) 相当の最大荷重 (以後、鉄筋実許容応力度レベルと呼ぶ) と、死荷重に相当する  $200 \text{ kgf/cm}^2$  ( $20 \text{ N/mm}^2$ ) の最小荷重からなる一定疲労振幅荷重を与えることとした。なお、鉄筋実許容応力度レベルの荷重は、試験時の予備荷時に求め、死荷重相当荷重は、第一品川高架橋縦梁の中央断面位置での死荷重時の曲げモーメントが一致する荷重として求め

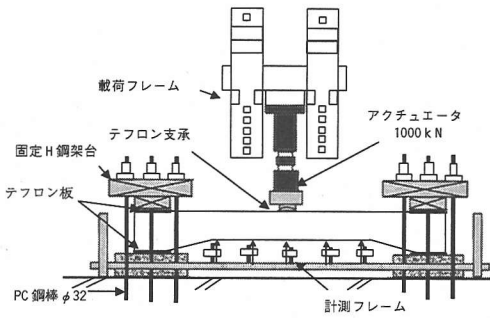
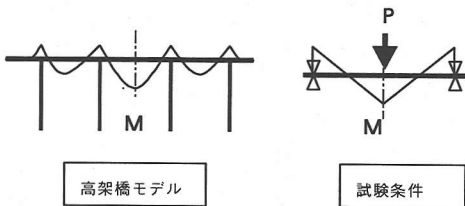


図-5 載荷方法

表-1 高架橋モデルとの対応

各設計荷重時	高架橋モデル	試験条件
	発生曲げモーメント M (kN・m)	載荷荷重 P (kN)
死荷重時	102	165
1992年設計列車荷重時	256	414
1961年当時設計列車荷重	385	623
鉄筋実許容応力レベル	-	665



た。

繰り返し回数としては、今後20年間相当の1700万回を設定して疲労安全度を検討することとした。また、鉄筋単体の疲労強度試験も行い、既存の鉄筋の疲労強度推定式との関係を調査することとした。

なお、1700万回終了後においても、梁部材に疲労破壊が生じない場合は、静的残存耐力試験を行って、別途実施した静的耐力試験結果との比較を行い、疲労の影響について論じる。

疲労試験の場合の載荷加力方法は、ラーメン高架橋における列車荷重の断面力状態を擬似再現するため、載荷方法としては図-5に示すように、両端の支承条件を鉛直固定水平スライド条件とし、1000kNアクチュエータを用いて3Hzにて載荷した。

写真-1に載荷状況を、表-1に高架橋モデルでの各設計荷重時の発生曲げモーメントと本条件での載荷荷重値との対比を示す。載荷荷重は、第一品川高架橋縦梁の中央断面位置での各曲げモーメントが一致する荷

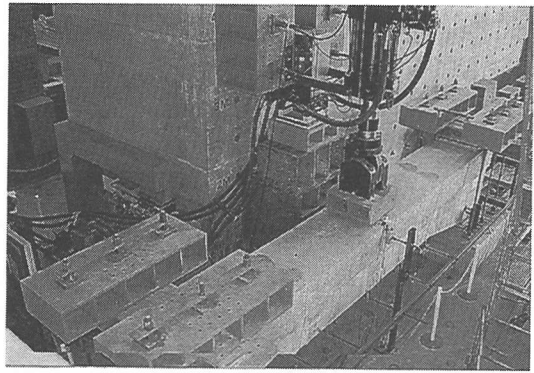


写真-1 載荷状況

表-2 計測項目

計測項目	計測目的	点数
コンクリートひずみ	コンクリート応力状態	3断面：6点(6枚)
鉄筋ひずみ	鉄筋応力状態	3断面：12点(24枚)
PC鋼棒ひずみ	ゲビンダ応力状態確認	4点(8枚)
変位量	荷重変形曲線・変位量分布	12点
	回転・ねじれ・倒れ確認	6点
ひび割れ幅	ひび割れ幅進展	πゲージ：6点
ひび割れ分布	ひび割れ進展状況	試験体側面(10cmメッシュ)

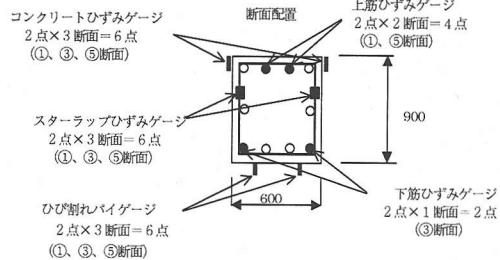
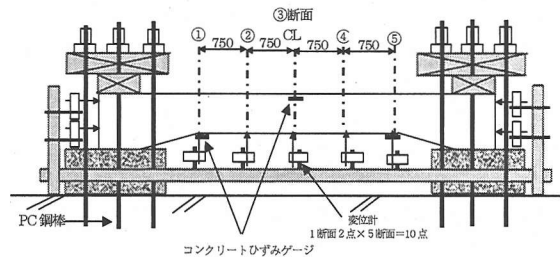


図-6 計測位置(単位:mm)

重とした。

計測は、表-2に示すように、荷重、変位、コンクリートおよび鉄筋ひずみ、ひびわれ幅について行い、図-6に示す計測位置で行った。主筋ならびにスターラップ鉄筋のひずみは、計測点位置を10cm四方程度の大きさではつり、軸ひずみを検出できるように鉄筋にひ

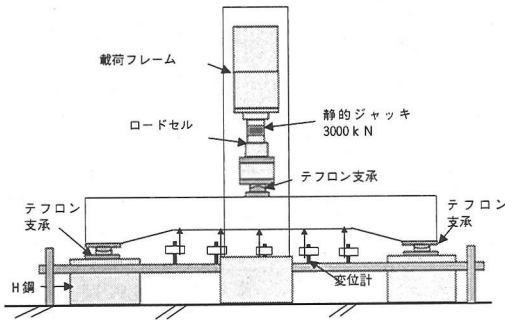


図-7 載荷方法

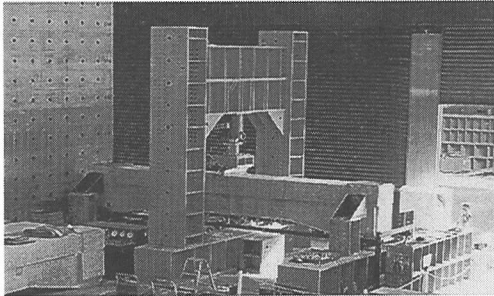


写真-2 載荷状況

ずみゲージを貼付し、無収縮モルタルで後埋めした。  
計測頻度としては、約25万回ごとに高速データ収録装置により計測し、データ処理を行った。

### (3) 梁部材の耐力試験

ラーメン高架橋の梁部材についてはこれまで、耐震の観点から耐力診断等が行われているが、これらは解析的な検討がほとんどであり、実際の部材を使用しての試験を行った研究例はない。今後の維持管理の面からは、種々の既往びびわれの耐力への影響や実際の荷重とびびわれとの関係等、予防保全を考えていくにあたっては非常に重要な事項となる。また許容応力度法で設計された部材の実際の耐力も含めた力学的挙動については、部材の健全性を論ずる上で確認すべき項目である。

ラーメン高架橋の縦梁部材を一部切り出して試験を行うことから完全にラーメン構造としての挙動を終局状態まで再現して試験を行うことは難しいため、ここでは切り出した梁部材の部材性能を試験することとし、支承条件としては両端スライドの単純梁とした1点載荷方法で行うこととした。

図-7に載荷方法を、写真-2に載荷状況を、表-3に高架橋モデルでの各設計荷重時の発生曲げモーメントと本条件での載荷荷重値Pとの関連を示す。載荷荷重値Pは、実橋の縦梁中央断面位置での発生曲げモーメントを一致させた場合の等価荷重である。試験は、P

表-3 静的試験の高架橋モデルとの対応

各設計荷重時	高架橋モデル	試験条件
	発生曲げモーメント M (kN·m)	載荷荷重 P (kN)
死荷重時	102	64
1992年設計列車荷重時	256	166
1961年当時設計列車荷重	385	245
鉄筋実許容応力度レベル	-	350

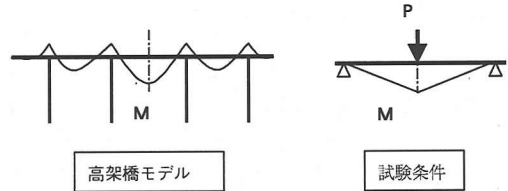


表-4 材料試験項目

試験項目	試験体寸法	試験体数	
コンクリートに関する試験	圧縮試験	$\phi 100_{mm} \times H200_{mm}$	3本×2部材=6本
	静弾性係数	$\phi 100_{mm} \times H200_{mm}$	圧縮強度試験時に測定
	引張強度	$\phi 150_{mm} \times H300_{mm}$	3本×2部材=6本
	中性化深さ	底面	$\phi 100_{mm} \times H100_{mm}$
側面		$\phi 150_{mm} \times H300_{mm}$	引張強度試験体を転用
鉄筋に関する試験	形状測定	D29 <sub>mm</sub> ×L100 <sub>mm</sub> 程度	各1本×2部材=2本
	組織分析	D29 <sub>mm</sub> ×L20 <sub>mm</sub> 程度	各2本×2部材=4本
	引張強度	D29 <sub>mm</sub> ×L300 <sub>mm</sub> 程度	各3本×2部材=6本
		$\phi 13_{mm} \times L300_{mm}$ 程度	各3本×2部材=6本
	疲労強度	D29 <sub>mm</sub> ×L100 <sub>mm</sub> 程度	各9本×1部材
		$\phi 13_{mm} \times L300_{mm}$ 程度	各9本×1部材
化学成分分析	D29 <sub>mm</sub> ×L20 <sub>mm</sub> 程度	各2本×2部材=4本	

を漸増載荷することにより終局時まで載荷した(特定の荷重時で除荷を行った)。

### (4) 材料試験および鉄筋単体の疲労試験

載荷試験と併せて、別途切り出した縦梁部からテストピースを採取し、材料試験を行った。試験項目を表-4に示す。

鉄筋については、表面を傷つけないようにウォータージェットによりはつり出し、主筋およびスターラップ鉄筋について疲労試験を行った。疲労試験における最小応力は、部材の疲労試験と同様に  $20N/mm^2$  とした。

## 4. 梁部材の材料試験結果および考察

### (1) 材料試験項目と試験結果

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-5および表-6に示す。

コンクリートの圧縮強度は、設計基準強度  $24N/mm^2$

表-5 コンクリートの試験結果

No.	単位体積重量 (kg/m <sup>3</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
1	2401	32.8	2.43×10 <sup>4</sup>	2.12
2	2378	29.6	2.12×10 <sup>4</sup>	1.81
平均	2390	31.2	2.28×10 <sup>4</sup>	1.97

表-6 鉄筋の引張試験結果

呼び径 [鋼種]	No.	径 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D29	規格値	28.6	294	480	14
D 29 (SSD49)	1*	28.6	302	534	25.9
	2*		307	547	26.2
	平均	28.6	305	541	26.1
SS41	規格値	13	225	402	20
φ 13	1*	12.61	348	446	32.9
	2*	12.70	342	444	33.9
	平均	12.66	345	445	33.4

注) \*はそれぞれ3本のテストピースの平均値

に対して採取した地点によりばらつきはあるものの、平均で31.2N/mm<sup>2</sup>であり、設計基準強度は全て上回っていた。また、コンクリートの引張強度も1.97N/mm<sup>2</sup>であった。

圧縮強度と引張り強度、弾性係数を現在のコンクリートの一般的な関係式と比較したものを図-8、図-9に示す。これによれば、圧縮強度と引張り強度ならびに弾性係数との関係は、一般的な関係より幾分小さい値となっており、多少、材料自体の強度的劣化が考えられる。一方、中性化深さは、梁の側面で平均19.5mm、梁の底面で平均16.8mmであり、中性化予測式の平均的なレベルであった。参考として0.1mm程度のひび割れ部についても中性化試験を一箇所行ったが、40mm程度の中性化深さを示していた。切り出した縦梁主筋の純かぶりは、側面で最小値76mm、底面で最小値70mmであり、したがって、ひびわれ部でも中性化は鉄筋部まで達していないと考えられる。

鉄筋は、主筋に異形鉄筋D29(当時の規格呼称:SSD49)が、スターラップ鉄筋には丸鋼φ13(当時の規格呼称:SS41)が用いられていた。静的引張試験の結果、異形鉄筋は、降伏点強度305N/mm<sup>2</sup>、引張り強度541N/mm<sup>2</sup>であり、当時の規格ならびに現在の規格に対しても上回った結果となった。また、伸び能力も現在の規格と比べても問題のない値であった。

写真-3に、採取した鉄筋の状況を示す。鉄筋には赤錆の付着がみられたが、孔食等の腐食はみられなかった。また、異形鉄筋のふし形状は、ふし根元に丸みが

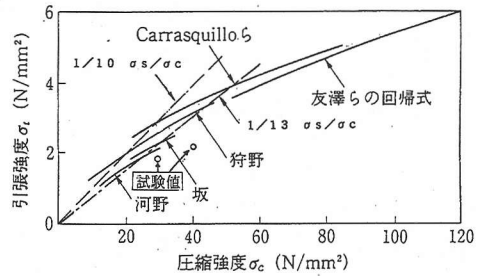


図-8 圧縮強度と引張り強度との関係<sup>16)</sup>

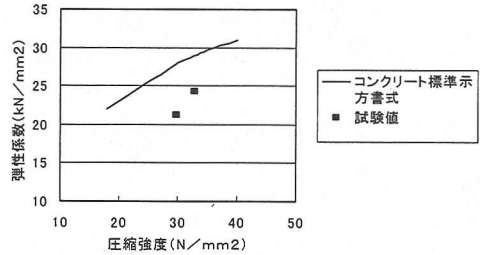


図-9 圧縮強度と弾性係数との関係

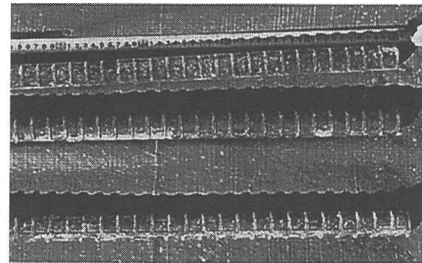


写真-3 採取鉄筋の状況

ついており、疲労に対しては有利な形状なものが使用されていた。

## (2) 鉄筋単体の疲労試験結果

図-10に、主筋D29の疲労試験結果を示す。疲労試験時の最小引張応力度は、20N/mm<sup>2</sup>とした。試験値の回数は今回の疲労試験時の回数であり、これまでの累積変動回数は無視してプロットしたものである。図中には文献<sup>9)</sup>に基づく式(1)で示される完全片振り時のS-N曲線推定式ならびに最小応力度を20N/mm<sup>2</sup>(200kgf/cm<sup>2</sup>)とした推定曲線も併せて示した。

$$f_{srd} = \frac{10^{\alpha_s}}{N^{\kappa}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{suk}}\right) / \gamma_s \quad (1)$$

ここに、

$f_{std}$  : 異形鉄筋の母材の設計引張疲労強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$N$  : 疲労寿命 (回)

$\alpha_r = 4.10 - 0.003 \phi$

$\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

$K = 0.12$

$\sigma_{min}$  : 鉄筋の最小引張応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$f_{suk}$  : 鉄筋の引張強度の特性値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_s$  : 鉄筋の材料係数で一般に 1.05

鉄筋疲労試験結果によれば、経年変化を受けているのにもかかわらず疲労強度試験値は鉄筋の疲労推定式とよく一致していることがわかる。また、200 万回以上では、疲労強度は推定式より幾分高めの値を得た。データが少ないため明確には断定できないが、従来から言われているように<sup>9) 10)</sup>、200 万回以上では、S-N 曲線の低下割合が緩和されることを示しているものと考えられる。

したがって、比較的良好な状態のコンクリート部材中における鉄筋の引張疲労強度は、35 年の経年変化を受けても式(1)で安全側の推定ができるものと考えられる。

## 5 梁部材の疲労試験結果

### (1) 疲労試験結果 (変形・ひずみ)

切り出した梁部材の試験体の疲労試験では、1700 万回の繰り返し試験終了後において、試験体は変形、ひびわれともに大きくなったが、疲労破壊までには至らなかった。

図-11 に中央断面位置 (断面 3) における繰り返し回数と変位量との関係を示す。最大変位は初期の 300 万回程度まで増大した後、その後は微増する傾向を示した。最小変位については、初期の段階で急激に増大するとともに 300 万回程度まで増加し、その後最大変位と同様に微増する傾向を示した。従って、中央断面位置での変位には残留変位が生じる結果となった。

図-12 に中央断面位置 (断面 3) における繰り返し回数と主筋の最大および最小ひずみとの関係を示す。主筋の最大ひずみならびに最小ひずみは、初期の段階 (25 万回時) で変化した後は、ほぼ一定値を示した。特に最小ひずみは初載荷と 25 万回時との間で急激に増加し、残留ひずみが生じる結果となった。応力度に換算すると鉄筋の最小応力度としては、100N/mm<sup>2</sup>、最大応力度としては、180N/mm<sup>2</sup>となり、結果的に応力振幅

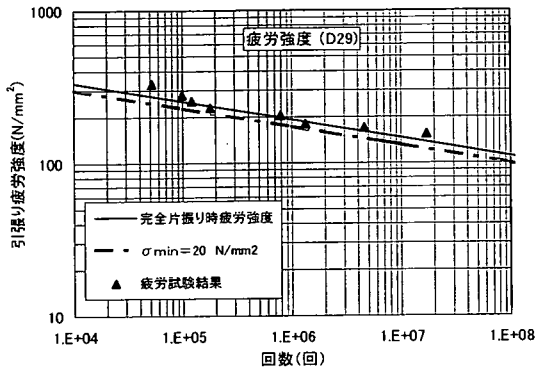


図-10 鉄筋の疲労試験結果

としては当初想定値 (137N/mm<sup>2</sup>) よりも小さい値 (80N/mm<sup>2</sup>) となった。

図-13 に断面 1 および断面 5 におけるスターラップ鉄筋のひずみ変化を示す。断面 1 および断面 5 ともにスターラップのひずみ振幅は 20 $\mu$  程度と非常に小さく、絶対値も 100 $\mu$  程度と小さかったが、断面 5 では漸増する傾向がみられた。これは、断面 5 では、斜めひびわれが計測位置を通過しており、疲労回数の増加に伴い、幾分増加したものと考えられる。

### (2) 疲労試験結果 (ひびわれ)

図-14 に疲労試験前と 200 万回時、400 万回時、1700 万回終了時におけるひびわれの状況を示す。

ひびわれは、200 万回から 300 万回時に新たな曲げひびわれが中央断面近傍に発生するとともに、600 万回時にハンチ近傍でも斜めひびわれが発生した。また、各ひびわれは回数の増加とともに進展した。特に中央部近傍のひびわれの進展が顕著であった。

図-15 に疲労試験前に生じていた曲げひびわれ部 (中央断面) 位置について、パイ型ゲージを用いて繰り返し回数と曲げひびわれ幅の進展状況を計測した結果を示す。

疲労試験開始前の既往のひびわれは、ばらつきはあるものの繰り返し回数とともにひびわれ幅が増加する傾向が見られた。ただし、増加量は小さく、1700 万回で 0.1mm の増加であった。また、その増加量は初期のひびわれ幅に関係なく同じであった。ひびわれ幅のばらつきは、計測点以外で新たなひびわれが発生した時やひびわれの進展が見られた時に生じている。一方、ひびわれ幅の振幅は、初期以外回数によらずほぼ一定で、当初最大ひびわれ幅が 0.2mm のひびわれで 0.1mm 程度の振幅であった。

### (3) 疲労試験の考察

今回の疲労試験では、変位、ひびわれ幅については、

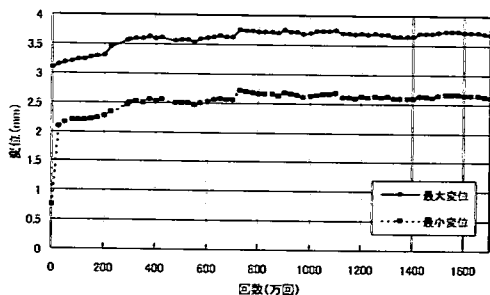


図-11 中央断面位置(断面3)における繰返し回数と変位量との関係

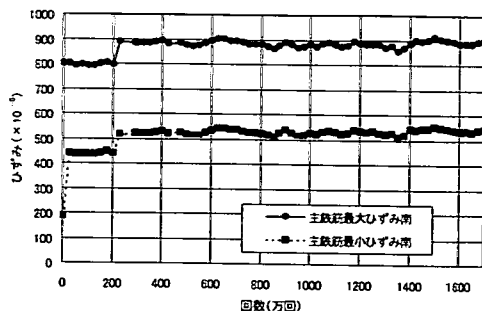


図-12 中央断面位置(断面3)における繰返し回数と主筋の最大最小ひずみとの関係

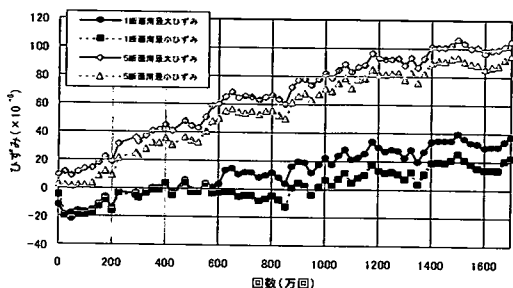


図-13 断面1, 5におけるスタップ鉄筋のひずみ変化

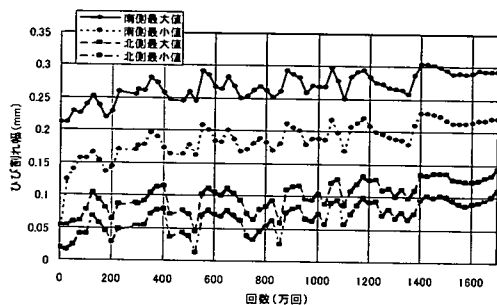


図-15 中央断面位置の繰返し回数とひびわれ幅との関係

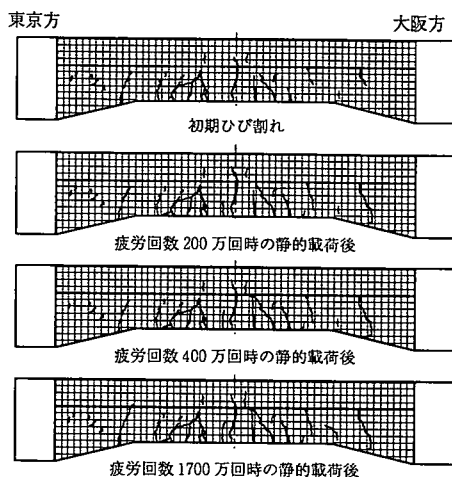


図-14 ひびわれ状況

繰返し回数とともに 300 万回程度まで漸増し、その後は微増する傾向が把握できたが、主筋ひずみは、初期に変化を示したものの、その後の変化はあまり認められない結果となった。

これは、過去の文献<sup>7)</sup>にも指摘されているように鉄筋の付着が疲労荷重による繰返し応力によって付着疲労を生じ、鉄筋ひずみが変化しない状態で変位や曲げひびわれ幅が増加したものと考えられる。

スタップ鉄筋のひずみ振幅が小さかったのは、今回の試験条件下ではスタップの負担するせん断力が小さい領域であり、結果として疲労の影響が問題となるレベルではなかったためと考えられる。

図-16 に、図-10 の鉄筋単体の疲労試験結果に最小応力度を  $100\text{N/mm}^2$  とした場合の疲労強度推定曲線と今回の部材疲労試験結果を鉄筋の応力振幅を  $80\text{N/mm}^2$  として追記した図を示す。

$137\text{N/mm}^2$  の応力振幅では、疲労限界回数は 680 万回と推定される。一方、最小応力度を  $100\text{N/mm}^2$  とし、

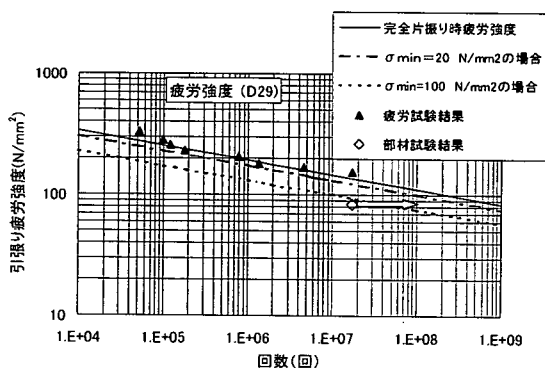


図-16 鉄筋の疲労試験結果



応力振幅を  $80\text{N/mm}^2$  とした場合の疲労限界回数は 6000 万回となる。この結果より、鉄筋実許容応力度レベルを上限荷重とする 1700 万回の疲労試験を行った縦梁は、実際には鉄筋の応力振幅が  $80\text{N/mm}^2$  程度に緩和されたため疲労限界に達せず、特に明確な疲労破壊とはならなかったことが説明できる。

## 6 梁部材の静的耐力試験

### (1) 試験の目的

1700 万回終了後においても疲労破壊が生じなかったため、当該試験体を使用して疲労試験後の残存耐力試験を行った。また、現状の縦梁の部材性能を示す疲労試験を行っていない別の縦梁の静的耐力試験を行い、両者の比較から疲労による耐力低下を推定した。

### (2) 破壊状況

疲労試験後の残存耐力試験を行った試験体（以後、疲労試験体と呼ぶ）と静的載荷試験のみ行った試験体（以後、静的試験体と呼ぶ）の静的載荷終了時の破壊状況図を図-17 に、破壊状況写真を写真-4 に示す。

破壊状況は、両試験体とも主鉄筋降伏後、載荷点下縁近傍のひびわれが進展し、塑性ヒンジ化するとともに、最終的には、載荷点近傍で圧縮側コンクリート縁が剥離し始め、その後最大荷重を迎えるとともにかぶり部分が大きく圧壊して破壊となった。なお、その後も急激な荷重低下はなかったが、事実上、その時点まで破壊とした。

### (3) 荷重と変位の関係

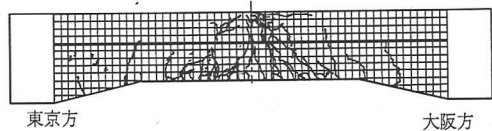
疲労試験体と静的試験体の荷重と変位の関係の比較ならびに解析値との比較を降伏時点程度までについて示したものを図-18 に、終局時までについて比較したものを図-19 に示す。解析は図-20 に示す応力-ひずみ関係を用い、材料試験で得られた試験値を用いて非線形解析（ファイバーモデル）で算出した。試験結果一覧を表-7 に示す。

下縁の鉄筋が降伏する初降伏時の荷重は、静的試験体が疲労試験体より大きく、その差は  $120\text{kN}$  であった。降伏以後は疲労試験体の荷重・変位曲線は静的試験体のそれに漸近する挙動を示し、最大耐力・変位ともほぼ同じであった。

鉄筋のひずみ硬化を考慮した解析値は、静的試験体の荷重・変位関係を  $60\text{mm}$  程度まで良く近似している。35 年経過した梁部材の最大耐力は、載荷荷重で約  $800\text{kN}$  以上あり、解析値ともほぼ一致した。

以上の比較により、35 年の経年変化による材料の劣

<疲労試験体>



<静的試験体>

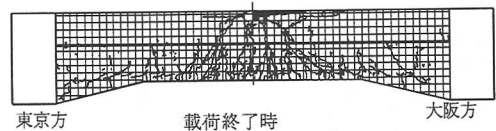
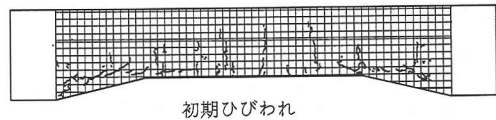
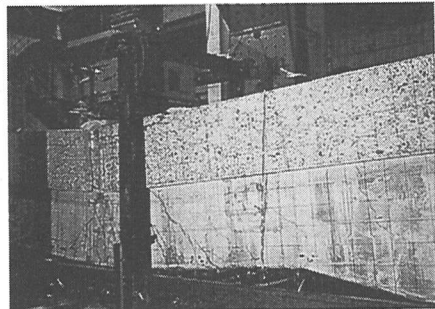


図-17 破壊状況図

<疲労試験体>



<静的試験体>

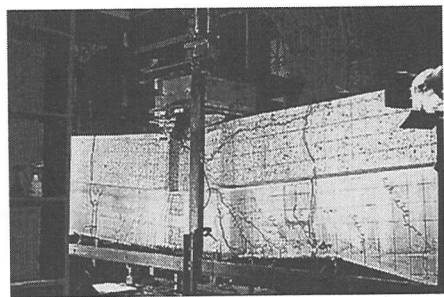


写真-4 破壊状況写真

化やひびわれ等の影響ならびに疲労の影響は最大耐力には現れないことが確認された。この理由としては、試験後の試験体の解体観察結果から、35 年経過した第一品川高架橋の梁部材の試験体では鉄筋の腐食による断面減少がなく鉄筋の引張強度・伸びならびにコンクリートの圧縮強度が十分にあったこと、疲労によるひびわれの進展やその他の既往ひびわれが、鉄筋の付着性能に悪影響を及ぼす程度ではなく、通常の曲げ破壊モードとなったことが挙げられる。したがって、今回の対象とした高架橋が特別な維持管理対策を実施して

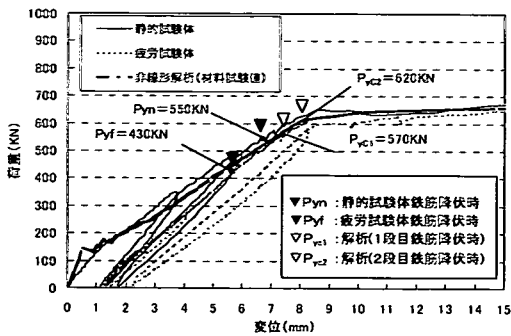


図-18 荷重・変形関係

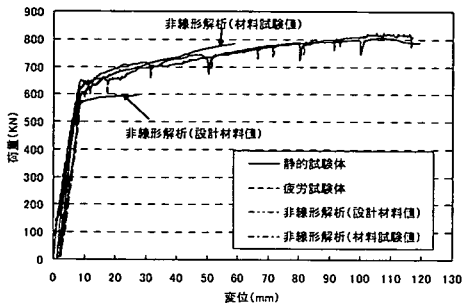


図-19 荷重・変形関係

いたものではないことから、現況の東海道新幹線ラーメン橋の一般的な環境条件における耐力面の健全性を説明していると考えて良い。

ところで、塑性ヒンジ自体は、降伏の変形時の10倍以上の変形能力を有しており、十分な塑性ヒンジ能力といえる。

#### (4) 荷重とひずみの関係

梁部材中央部断面における梁下側主筋の荷重・ひずみ関係ならびにスターラップ鉄筋の荷重・ひずみ関係を図-21、22に示す。材料試験結果から、主筋ならびにスターラップ鉄筋の降伏ひずみはそれぞれ  $1500\mu$  ならびに  $1640\mu$  であり、主筋は、荷重550kNで降伏した。スターラップはななめひびわれ部と合致していなかったため、計測点では降伏しなかった。

載荷荷重と主鉄筋応力(ひずみ)との関係は、鉄筋降伏まではほぼ比例しており、鉄筋応力度が許容値  $157\text{N/mm}^2$  に達する実荷重(350kN)を求めたところ、1992年の見直された設計標準の設計荷重(166kN)の2.1倍であり、余裕のある結果となった。

#### (5) 載荷荷重・鉄筋応力度と曲げひびわれ幅との関係

載荷荷重と梁中央の下縁の曲げひびわれ幅との関係を図-23に、鉄筋応力度と曲げひびわれ幅との関係を

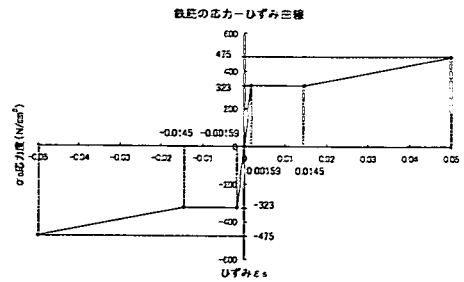


図-20-A 鉄筋のひずみ応力-ひずみ曲線

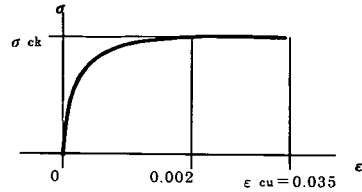


図-20-B コンクリートのひずみ応力-ひずみ曲線

表-7 試験結果一覧

	静的試験体		疲労試験体		解析値	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)
初降伏時	550	6.5	430	5.9	570	7.1
最大耐力時	806	107	819	110	817	58.2

図-24に示す。

静的試験体では、1992年の見直された設計標準の設計荷重レベル(166kN)のひびわれ幅は初載荷と再載荷では異なり、それぞれ0.05mm、0.15mmであったが、鉄筋実許容応力度レベル(350kN)においては、初載荷と再載荷とは同じになり、ひびわれ幅は、0.25mmであった。また、疲労試験体の載荷荷重とひびわれと幅の関係は、静的試験体の再載荷過程と類似した勾配でかつ残留ひびわれ幅分だけ移行した関係を示した。

一方、鉄筋応力度と曲げひびわれ幅の関係は、鉄筋の許容応力度レベル( $157\text{N/mm}^2$ )程度まではほぼ線形関係にあるが、それ以上では若干ひびわれ幅の増加が小さくなる。これは、新たなひびわれ発生によって、着目点でのひびわれ幅の増加が鈍くなるためと考えられる。疲労試験体の方は、残留ひびわれが生じているため、結果的に静的試験体の許容応力度レベルまでの鉄筋応力度とひびわれ幅との関係に近い挙動を示した。

静的試験体の関係で見ると、鉄筋応力度  $100\text{N/mm}^2$  時にひびわれ幅0.17~0.18mmであり、式(2)で示される設計標準<sup>1)</sup>のひび割れ幅算定式で  $c = 7\text{cm}$  (ただし

$\epsilon_r = 0$ ) として得られる値、0.17mm と一致している。

$$\omega = k_s \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \cdot \{\sigma_{se} / E_s + \epsilon_r\} \quad (2)$$

ここに  $\omega$  : ひび割れ幅

$k_s$  : 異形鉄筋の場合 1.0

$c$  : かぶり

$c_s$  : 引っ張り鋼材の中心間隔

$\phi$  : 鉄筋径

$\sigma_{se}$  : 鉄筋応力度の増加量

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数

$\epsilon_r$  : クリープ・乾燥収縮によるひび割れ増加を考慮するひずみ量

### (6) 疲労の影響のまとめ

疲労試験体と静的試験体の静的載荷試験の結果から疲労の影響を以下にまとめる。

鉄筋実許容度レベルの疲労荷重を与えた場合、初期の段階で鉄筋に残留ひずみが生じ、その結果、鉄筋に残留応力が生じる。残留応力は、主筋の初期降伏時の荷重を低減する結果となるが、最大耐力および変位については影響を及ぼさない。また、疲労荷重により既往のひびわれ幅の増加や進展ならびに新たなひびわれの発生が生じるが、これらは、終局耐力には影響しない。

これらの理由は、鉄筋に疲労亀裂が入らない限り、鉄筋のひずみ硬化とコンクリートの圧縮強度によってその後の耐力が決まり、今回の疲労荷重に伴う応力振幅や繰返し回数は、それらに対して影響を及ぼさないためと考えられる。

## 7. 疲労寿命に関する検討

現基準に示されている疲労強度推定式は、第一品川高架橋の実鉄筋単体の疲労曲線ならびに梁部材の疲労試験から、経年変化を受けた部材についても十分な安全性を有していることが分かった。

一方、今後の疲労寿命を考える場合、実際に発生する鉄筋応力度の推定が必要になる。東海道新幹線において今後主流となる列車は、ますます軽量化が図られるため、現状でデータが得られている最新型の車両の列車荷重について考察する。

最新型の車両の場合、実際の縦梁に作用する列車荷重は、設計当時と現在の設計荷重載荷方法の違いや新幹線車両の軽量化に伴い、設計当時の40%程度の断面力となっている<sup>14)</sup>。さらにコンクリートと鉄筋の

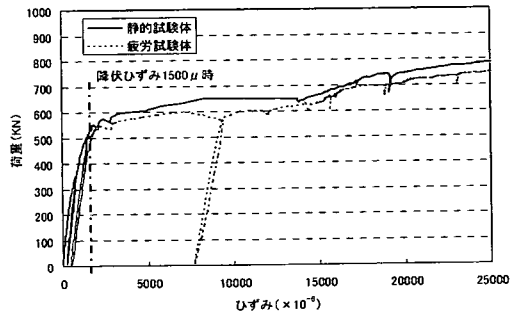


図-21 主筋の荷重・ひずみ関係

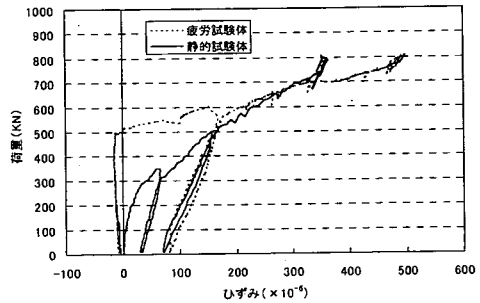


図-22 スターラップの荷重・ひずみ関係

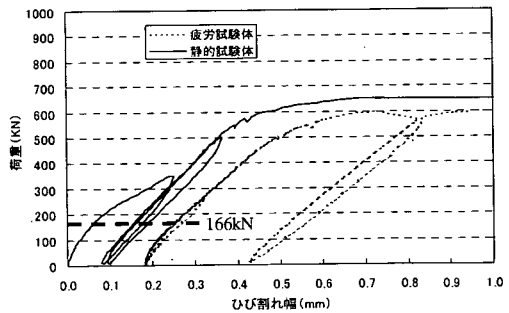


図-23 載荷荷重と曲げひびわれ幅との関係

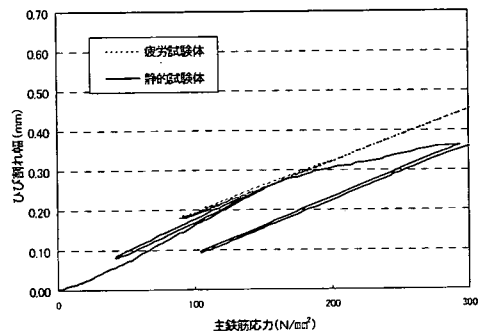


図-24 鉄筋応力度と曲げひび割れ幅との関係

ヤング係数比の差により実際の最大鉄筋応力度は小さくなるが、ここでは、安全側をとって、許容応力度の40%を考える場合、最大鉄筋応力は、 $640\text{kgf/cm}^2$  ( $63\text{N/mm}^2$ )と推定される。また、列車荷重による振幅応力は、死荷重時の応力を第一品川高架橋の値を採用すると $60\text{N/mm}^2$ 程度と推定される。

したがって、疲労寿命は、安全側として疲労強度推定式を用いて推定すると、3億回以上と推定され、疲労的には問題となる応力状態ではないことが分かる。あえて、等価疲労回数の観点から逆算すると、今回実験結果からは、東海道新幹線については、300年後以上に相当する。したがって、今回の縦梁のように、初期ひびわれが小さく、鉄筋の腐食も進んでいない場合には疲労的にも問題となることはない。

この結果、現行の新型車両の導入による現行の荷重状態では、鉄筋腐食等の維持管理面に着目して管理すればよいことが、明らかとなった。

## 8. 結論

35年間供用されたラーメン高架橋である第一品川高架橋の縦梁部材を使用して、今後20年相当の列車載荷回数である1700万回の疲労試験と静的耐力試験を行い、経年変化を受けた部材の疲労ならびに現況耐力について検討を行った。

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ①縦梁部材から採取した鉄筋を用いた鉄筋単体の疲労試験結果によれば、比較的良好な維持管理状態で経年変化を経た鉄筋は35年経過後も疲労耐力的には(1)式の疲労推定式とよく一致している。今回の疲労実験では、200万回以上では、推定式の勾配よりも緩和される傾向が見られた。
- ②上記の結果より、35年間の列車荷重の影響は、疲労の面から無視して考えてよいことが明らかとなった。また、異形鉄筋に関しては特に問題となる結果は得られなかった。
- ③実際の縦梁を切り出して、鉄筋の許容応力度 ( $157\text{N/mm}^2$ )相当の最大荷重と死荷重相当 ( $20\text{N/mm}^2$ )の最小荷重からなる一定疲労振幅荷重を与え、1700万回(東海道新幹線では20年相当の回数)の繰り返し載荷を行った結果、疲労破壊とはならず、現行の東海道新幹線構造物の耐力面での健全性が実証された。
- ④疲労荷重を作用させた場合、初期の段階で鉄筋に残留ひずみが生じ、その結果、鉄筋の初期の変動応力 ( $137\text{N/mm}^2$ )は60%程度 ( $80\text{N/mm}^2$ )に緩和されるという現象が見られた。
- ⑤既往のひびわれは、疲労回数の増加とともに、その

最大幅が進展するが、その増加量はひびわれ幅に関係なく、1700万回で0.1mmの増加であった。また、ひびわれ幅の振幅の大きさは、初期の段階以外回致によらずほぼ一定で、当初最大ひびわれ幅が0.2mmのひびわれで0.1mm程度の振幅であった。

⑥疲労試験終了後の残存耐力試験結果では、疲労試験を行っていない試験体との比較から、疲労試験では、主筋の初期降伏時の荷重が大きく低減するが、最大耐力および変位については明確な差は見られなかった。また、既往のひびわれや疲労の影響は耐力には影響しなかった。

⑦疲労試験を行っていない試験体の載荷時の挙動(荷重・変位関係)は、材料試験で得られた試験値(鉄筋ではひずみ効果を考慮)を用いた非線形解析(ファイバーモデル)でよく評価できる。

⑧東海道新幹線の一般のラーメン高架橋を対象とした場合、新型列車による車両重量の軽量化により変動応力は軽減されており、疲労に対する寿命予測に対する観点からは、安全側に見積っても今後の供用に対して十分な安全性を有する。

以上の結果、今後のラーメン高架橋の維持管理の観点からは、東海道新幹線のコンクリートの中酸化抑制対策工事の実施により、鉄筋を良好な状態に保てば、疲労の問題や疲労による耐力の低下に対して十分に構造物の健全性が確保されることが明らかとなった。

本研究は、東海道新幹線のラーメン高架橋を対象として検討したが、本研究が今後の同種の構造の設計資料や維持管理のための参考となれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 松本嘉司：鉄筋コンクリートの歴史・鉄道構造物，土木学会論文集，No426/V-14，pp.23-28，1991.
- 2) 東海道新幹線鉄筋コンクリート構造物維持管理標準，日本鉄道施設協会，1999.
- 3) 鳥居和之，上田信二，西本俊晴，川村満紀：80数年経過した鉄筋コンクリートアーチ橋(石川橋)の解体調査，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.1，pp.983-988，1994.
- 4) 永来良吾，野村直茂，横岡武之，田中良弘：60年間供用されたゲルバー橋の耐久性と構造安全性の評価，コンクリート工学，Vol.37，No.7，pp.46-51，1999.
- 5) 土木学会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向，コンクリート技術シリーズ26，1997.
- 6) 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，(財)鉄道総合技術研究所，1992.
- 7) 國分正胤，多田美朝，立花一郎，松本嘉司：各種高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの疲労に関する研究，土木学会論文集，No122，pp.29-42，1965.

- 8) 例えば, 國分正胤, 岡村甫: 高強度異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばりの疲労に関する基礎的研究, コンクリートライブラリー第 14 号, pp.128-140, 1965.
- 9) 二羽淳一郎, 前田詔一, 岡村甫: 異形鉄筋の疲労強度算定式, 土木学会論文集, No354/V-2, pp.73-79, 1985.
- 10) コンクリート標準示方書設計編 (昭和 61 年制定), 土木学会, 1986.
- 11) コンクリート標準示方書設計編 (平成 8 年制定), 土木学会, 1997.
- 12) 荒巻智, 谷村幸裕: 実構造物から採取した腐食鉄筋の性状, (社)日本鉄道施設協会誌, 11 号, pp.38-40, 2000.
- 13) 谷村幸裕, 大屋戸理明, 泉並良二, 木村元就: 実構造物から採取した腐食鉄筋の疲労性状, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-360, 2000.
- 14) 東海旅客鉄道株式会社; 東海道新幹線ラーメン高架橋部材耐力その他調査報告書, 2000.
- 15) 新幹線土木構造物設計基準 (案), 日本国有鉄道, 1961.
- 16) 日本コンクリート工学協会: コンクリート便覧 (第二版), pp.231, 1996.

(2001.3.22 受付)

## STUDY ON EVALUATION FOR CAPACITY AND FATIGUE OF THE REINFORCED CONCRETE RIGID FRAME VIADUCT SERVICING FOR 35 YEARS

Hiromasa TANAKA, Masaki SEKI, Junichiro KUBO,  
Masaaki HASEGAWA and Yoshihiro HISHIKI

35 Years have passed since reinforced concrete rigid frame viaducts of the Tokaido Shinkansen, where deformed bars were used as main reinforcements for the first time, were constructed in 1964. For maintenance and estimation on serviceability of these structures in the future, it is necessary to obtain capacity and fatigue strength of their members. Longitudinal beam members of the Shinagawa bridges, which became out of service with construction of the Shinagawa station, were cut and brought out. Then material test, fatigue test and capacity test using these specimens were completed for investigation on fatigue strength and capacity of those members. As a result, it was found that safety of the structures in terms of member capacity and fatigue strength was confirmed for additional 20 years.