名神高速道路橋における更新例の検証と大改造例

Reviews of the renewals of deteriorated bridges in Meishin Expressway and the representative example

松田哲夫*1，浜博和*2
Tetsuo MATSUDA and Hirokazu HAMA

ABSTRACT　The Meishin Expressway, opened in 1963 between Amagasaki, Hyogo and Ritto , Shiga, has been supporting Japanese economy as its main highway by carrying a vast amount of distribution of products. As Japanese economy grew and its motorization progressed, the amount and weight of traffic have been getting bigger, which was not expected at its opening. Now, several bridges are experiencing severe deteriorations and damages on their structures which were caused by heavy traffic, especially by overloaded vehicles. This article is reporting the verification on the original designs and constructions of renewed bridges in Meishin Expressway and illustrating the representative example of the renewals of severely deteriorated bridges.

KEYWORDS：疲労クラック，座屈，耐荷力，リニューアル，載荷試験
Fatigue crack, Buckling, Load-bearing performance, Renewals, Loading test

1．　まえがき

名神高速道路尼崎～栗東間は1963年に開通し，大動脈として日本の物流・経済を支えてきた．開通当初は経済成長の途上で交通量も少なかったが、供用から45年経過した現在ではモータリゼーションの発展に伴い，交通量だけでなく車の重量化が進み，特に過積載車の影響により一部の橋梁において劣化・損傷の進行が認められる．本稿は，名神高速道路建設当時の設計施工を検証するとともに，損傷の進行した橋梁のリニューアルの実例について報告するものである．

2．　名神高速道路の橋梁設計の概要

設計基準である「名神高速道路橋設計基準１次案」が作成されたのは1957年である．例えば、設計荷重はTL20（鋼道示）で、載荷幅は２車線で逓減率αは考慮せず、また床版はT荷重である．さらに、59年にドイツのドルシェ氏を招聘し、日本の実情にあった構造形式と許容応力度を決定した．名神の橋梁の特徴としては「沓隠し」「踏掛け版（ｌ＝3m、ｔ＝30㎝」「ジョイント間60～200m（連続桁）」「施工ステップを考慮した設計」等が挙げられる．

名神高速道路の鋼橋の特徴としては極端な斜橋・曲線橋にはねじり剛性の高い２主箱桁形式を採用している例が多い．また，木曽川橋，長良川橋，揖斐川橋に代表される30m以上の長支間橋には日本初の60キロ鋼による連続合成桁橋を採用している．

このように名神高速度路における橋梁の設計・施工において、当時としては数々の新材料・新工法が

*1 西日本高速道路株式会社　技術部　（〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20）
*2 株式会社フジエンジニアリング　調査設計部　（〒532-0002　大阪市淀川区東三国 5-5-28）

積極的に採用され、橋梁史上に多大な役割を果たしている．しかしながら，設計当時考えもしなかったモータリゼーションの発展や経年劣化により損傷が発生し，すでに更新されている橋梁が存在することも事実である．

3．　更新された橋梁の事例と検証

以下実際に更新された橋梁の事例について，その内容と検証結果について述べる．

3.1 追分橋 [1)]

（1） 橋梁概要と補修履歴

追分橋は斜角(26°～36°)を有する並列２箱桁橋で横剛性の低いペンデル橋脚を構造的特長とする橋梁である（図-1 参照）．架設当初，追分橋の主桁は連続桁構造であるが床版が５分割されていた．その後床版分割位置での相互の床版衝突による角落ちが発生したことから，床版連続化工事が実施された．また，床版にはひびわれや漏水が多くみられたが，路下には国道１号および京阪電車が交差しており，コンクリート片の落下を防ぐ目的で鋼板接着，増設縦桁等を中心とした床版補修工事が実施されてきた（表-1 参照）．

表-1　　損傷調査と補修履歴

年度	調査・計測	補修・補強
1974	現況調査	床版補修 1m², 鋼板接着 32.5m²
1975		縦桁補強，鋼板接着
1979	現況調査	
1981	載荷試験	鋼板接着　200m²
1982	目地改良設計	床版打替 80m2
1986	補修検討	
1990	支承損傷調査 床版補強検討	
1991	床版損傷検討	ﾋﾟﾎﾟｯﾄﾛｰﾗｰ支承取替え 鋼板接着

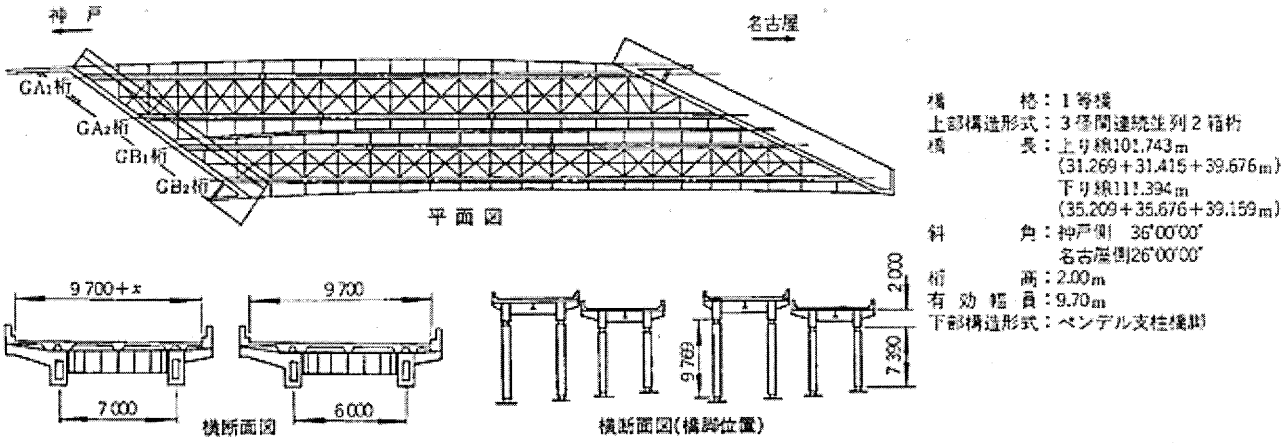

図-1　追分橋構造一般図

（2） 損傷の原因

RC床版の損傷原因は，主桁・橋脚からなる主構が「柔」な挙動を示しているにもかかわらず，床版は比較的「剛」であるため，主桁作用での床版への分担応力が大きくなり，床版損傷へと至ったものであると推測された．

補強対策の方針として，①橋梁の安定性を確保するためには，橋梁全体の横方向変形を抑える．②床組みにつ

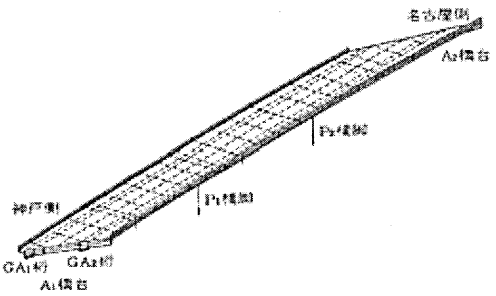

図-2　FEM 解析モデル

いては B 活荷重に対応できるよう耐荷力を向上させることとした．これに基づいて図-2 に示した立体 FEM モデルにより数値解析を行い，補強効果が大きい工法を選定した．

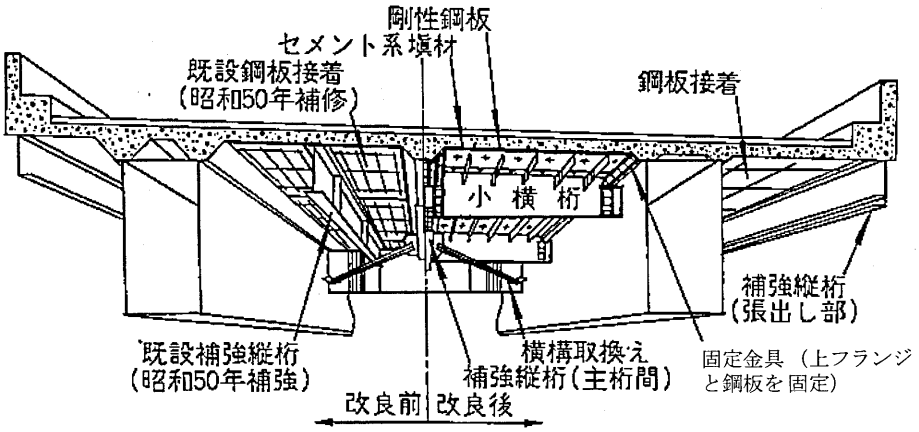

図-3　追分橋の更新工事概要

（3） 補強対策

補強方法は図-3 に示したように RC 床版下面に縦リブ，横リブを有する剛性補強鋼板を設置し，充填材により既設床版との合成を図った．充填材は，収縮しないこと，注入時にエアを巻き込まないこと，充填材と床版下面および剛性補強鋼板の密着性が充分に確保できること等を試験施工により確認したうえでセメント系無収縮グラウト材を使用した．また，注入後は衝撃弾性波を使用した非破壊手法により，剛性補強鋼板と床版コンクリートの密着性を確認した．また，補強工事の前後で応力，変位，加速度等の測定を実施し補強効果の確認を行っている．図-4 はその一例であるが，総重量を 248kN に調整した 3 軸ダンプトラックを載荷したときの主桁の変形状態を示したもので，工事後の鉛直変位は工事前の 70%程度になっており，補強効果が得られていることを確認した．

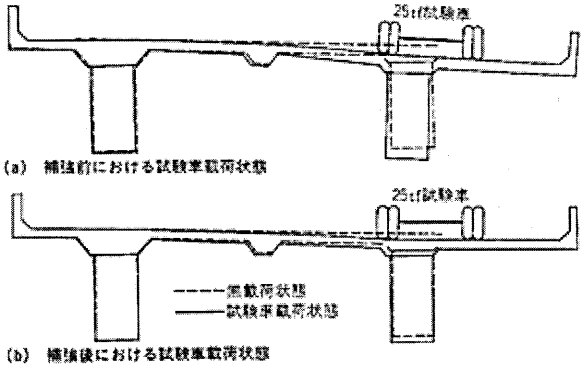

図-4　主桁変位の比較

3.2 蝉丸橋 [2)]

（1） 橋梁概要

蝉丸橋は上路式鋼 2 ヒンジアーチ橋で，橋長 61.6m，アーチ支間長 54.0m，アーチリブは I 型断面であり，橋梁全体が 62 度の斜角を有している．また，RC 床版は厚さ 16cm で裏面には鋼板接着が施されている．当該橋梁では表-2 に示したように 1972 年の

表-2　蝉丸橋の補修履歴

年度	損傷状況	補修概要
1972	床版全面にひびわれ・遊離石灰	鋼板接着，縦桁増設
1980	端支点のアンカーボルトと橋台コンクリートの付着切れ	沓座をはつり樹脂モルタルにより固定
1982	舗装面にポットホールおよび床版上面のひびわれ（下り線）	超速硬 SF コンによる増厚(50mm)
1983	床版とスラブ止鉄筋の付着切れ床版のばたつき，ひびわれ	超速硬コンにより表面まで打替え補修
1984	ポットホールの再発（下り） 支点部縦桁下フランジに腐食 縦桁ウエブに亀裂（下り線）	超速硬 SF コン打設(75mm) HTB にて接合して断面補修
1985	橋面ポットホール スラブ止め鉄筋の付着切れ（上り線）	超速硬 SF コンによる増厚，HTB により床版と桁を連結
1986	増桁，縦桁ウェブに亀裂 垂直補剛材接合部の亀裂発見	ストップホール 抜本対策検討開始
1989 1990		抜本対策実施

床版ひびわれをはじめとして，損傷と補修を繰り返し，1986 年に実施した詳細点検で垂直補剛材端部に亀裂が発見され，抜本的な対策検討を開始した．当該橋梁の垂直材はベースプレートに溶接されており，ベースプレートとアーチリブはリベットで接合されていた．この垂直材端部の４辺フランジのすべての溶接ビードに沿って亀裂が発生しており，激しいものは亀裂がウェブまで達していた（写真-1，図-6 参照）．亀裂はクラウン近傍の部材長の短い垂直材に多く発生していた．

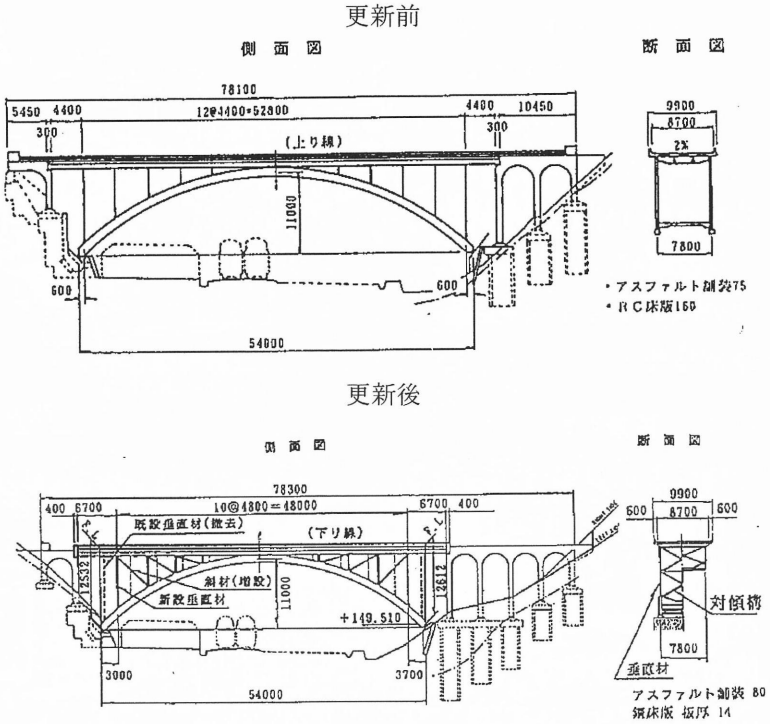

図-5　蝉丸橋新旧構造一般図

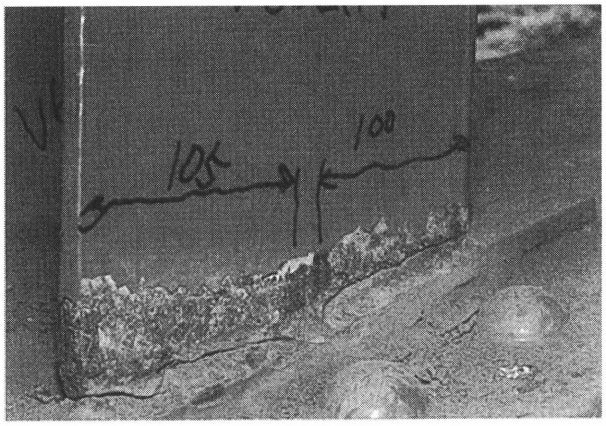

写真-1　垂直補剛材接合部の疲労亀裂

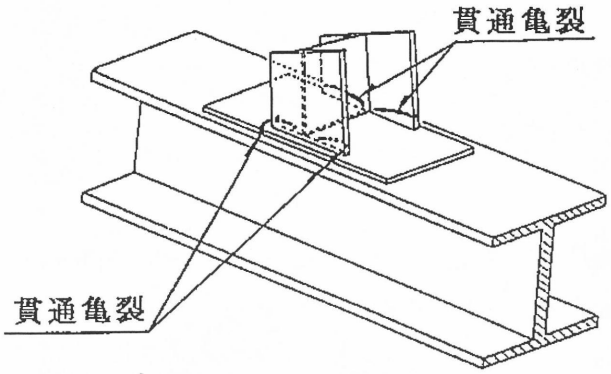

図-6　垂直補剛材接合部の疲労亀裂の状況

（２） 損傷原因

損傷原因究明のため，応力，変位，振動等の実測および数値解析を行った結果，当該橋梁の損傷原因として以下のようなことが考えられた．

当該橋梁においては 62 度の斜角，面外剛性の不足などの構造的条件による特異な固有振動を有していることがわかった．そのうえ，アーチ・垂直材が床版と比較して部材断面が小さく，床組みとアーチの挙動が連動しておらず，それぞれ個別の挙動を示していた．また，スレンダーな構造のため車両の通過とともに左右のアーチリブの変形が同時に起こらず，時間差を持つために垂直材端部に過大な正負交番曲げ応力が生じていることが確認された．

（３） 補強対策

当該橋梁の甦生方法については，主構造に対する補強案 8 案，RC 床版の補強対策案として 3 案を検討した．その結果，主構造についてはスパンドレルブレースドアーチ，床版については鋼床版工を採用

した(図-5 参照).

また，床版および新垂直材，斜材等の架設工法として昼間供用しながら夜間の交通閉鎖で施工できるようにブロック分割工法とし，1夜間に1ブロックずつ交換した(図-7).

補強工事完了後に補強効果を確認するため載荷試験ならびにモニタリング計測を実施したところ，応力に関しては応力振幅が低減するとともに正負交番応力状態が片振り応力状態に変化しており，修正マイナー則による疲労寿命も大幅に延命していることを確認した．また，補強前に疲労損傷に対して影響があると考えられた振動モード(面外逆対称1次モード:4.3)が出現しなくなっていることも確認した．さらに，活荷重の作用により別々に挙動していた左右のアーチリブが同時に挙動するようになっていることが確認しており，こうした点からも橋梁全体の剛性が向上し，補強効果が得られたものと評価した．また，既往の損傷履歴を考慮して，補強工事以降の橋梁の状態の変化を把握・記録するため「蝉丸橋点検マニュアル」を作成した．

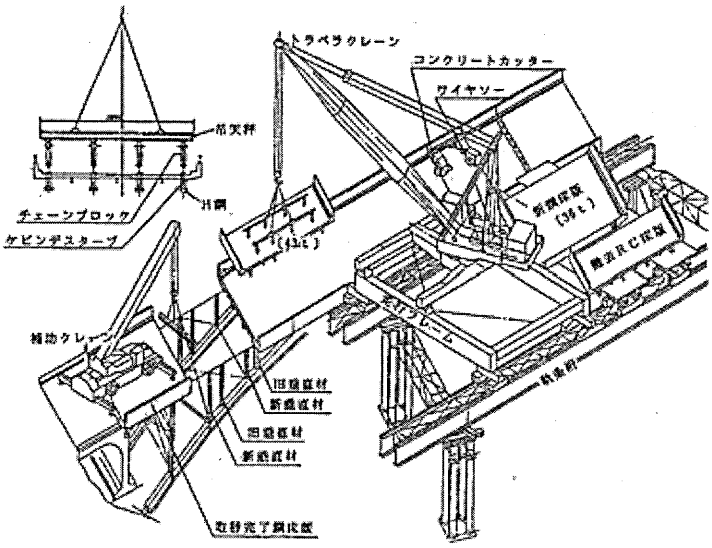

図-7　床版ブロック分割架設概念図

3.3 下植野高架橋 3)4)

3.3.1 橋梁概要

下植野高架橋は国道171号(45,000台/日)上空を斜めに横切る橋梁で，国道171号の建築限界および名神高速道路の路面高の関係で，桁高を 1.9m と低くせざるを得なかったため，3 本の鋼床版箱桁を横梁とし腹板に溶接されたブラケットに単純鈑桁が懸架する4径間ゲルバー形式の特殊な構造を有している（図-8参照）．ゲルバー桁部は RC 床版であるが，横梁部は断面剛性を確保するため桁高を高くし，上フランジで直接輪荷重を受ける上フランジ一体型の鋼床版構造としていた．鋼板は SM50 の t=9～15mm を使用し当時の技術力を駆使して架けられていた．

表-3　下植野高架橋の補修履歴

年度	補修概要
1980	ひびわれ発見
1985	①ジョイント取替え ②上フランジ鋼板補強 （上り線1箇所，下り線2箇所）
1986	①上フランジ鋼板補強 （上り線2箇所，下り線1箇所） ②端径間端部支点のアップリフト防止対策工（ＰＣ棒鋼で緊張）
1993	塗装塗り替え
1984	超速硬 SF コン打設(75mm) HTB にて接合して断面補修
1995	床版上面増厚

3.3.2 損傷状況と対策の経緯

（1） 1984年ごろの損傷状況

1980年頃から鋼製横梁内部の溶接部に80箇所以上にのぼる疲労損傷が発見された．また疲労亀裂から箱桁内部へ浸入した雨水が排水されずに箱桁内に滞水している状況であった．さらに，ウエブと上フランジに生じた亀裂により剛性が低下し，横梁支間中央部で設計キャンバーよりも20～30mm 垂れ下がっていた．また，構造上の問題として，2径間連続横梁の端支間側の端部支点には，活荷重の載荷によりアップリフトが生じ，支承周辺の溶接部にわれや支承アンカーの抜けが生じていた．なお，合成桁

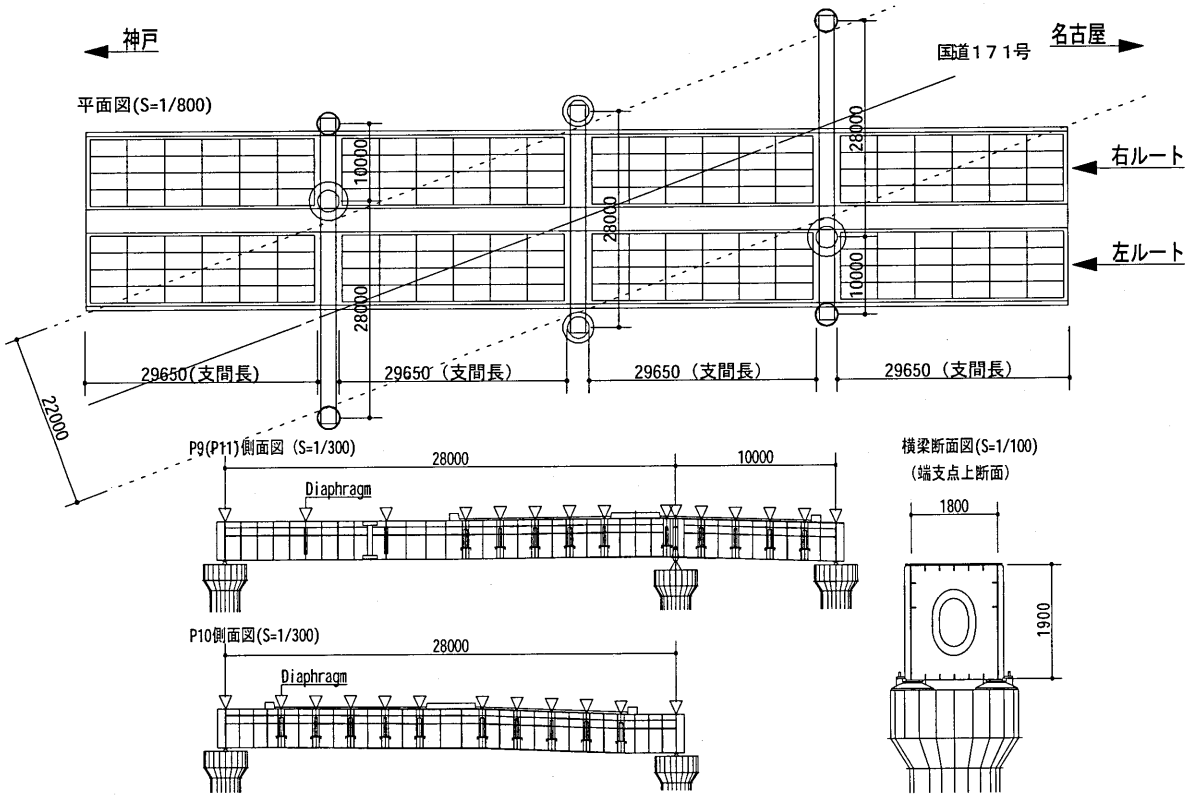

図-8　改築前の下植野高架橋橋梁一般図

部では早期に縦桁補強を実施した経緯もあり，RC床版に軽度の損傷はあるものの致命的なものではなく，比較的健全な状態を保っていた．

溶接部の亀裂損傷は図-9 に示したとおり、上フランジとリブの取り合い部に発生しているものと垂直補剛材と上フランジの取り合い部に発生しているもの(写真-2)がほとんどである．1986 年の補修以前には、ウエブと上フランジの隅角部にも亀裂が確認されているが、補修時に写真-5 のプレートによる補強も併せて行われたため以後は検査不能であり、亀裂の有無は確認できていない．このようなウエブとフランジ溶接部の疲労亀裂はウエブから張り出した上フランジの端部に輪荷重が作用し，荷重が桁中央では逆方向に作用する交番応力が作用し，いわゆる首振り現象が起こったことが原因であると推測される．

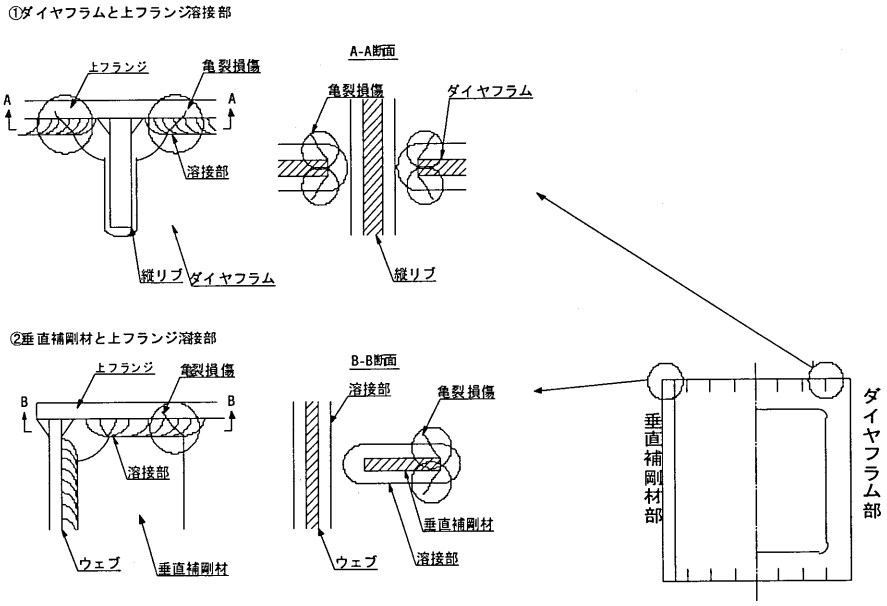

図-9　横梁内の疲労亀裂発生状況模式図

垂直補剛材上端部の亀裂は、トゥ亀裂が大部分であるが中にはルート亀裂を伴っている箇所もある．ダイヤフラムに発生している亀裂は、ダイヤフラムと上フランジの溶接部のスカラップに集中しており、ほとんどが溶接ビードに生じているものであるが、なかには上フランジ母材に及んでいるものもある．

亀裂の発生は車輪通過位置近傍に集中していることから、これらの亀裂の発生要因は輪荷重による疲労に起因するものと考えられる．

疲労亀裂は年々増加する傾向を示していたことから，1985 年および 1986 年に横梁上フランジ上面に t=48mm 鋼板を重ねて補強（写真-4）するとともに，横梁内部の隅角部は形鋼による補修（写真-5）やスチフナー上端の亀裂に対しては，スチフナー上端の切断や鋼片溶接補修で疲労対策を講じていた．

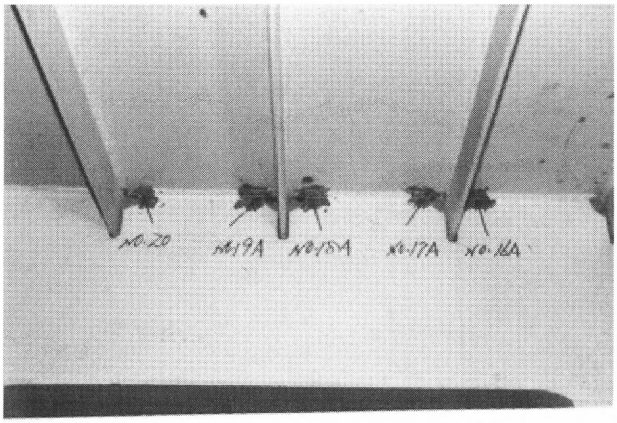

写真-2　ダイヤフラム周辺の疲労亀裂

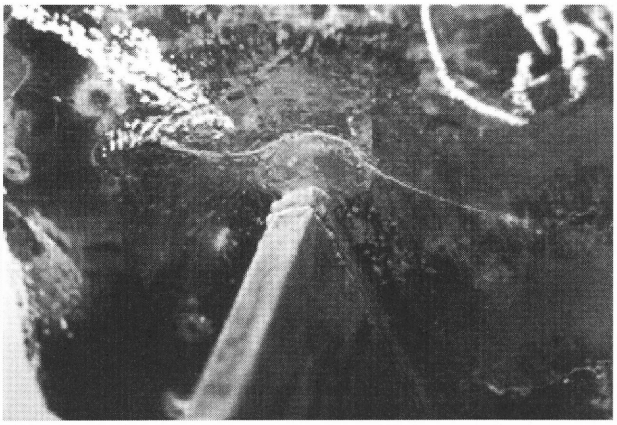

写真-3　上フランジに生じた疲労亀裂

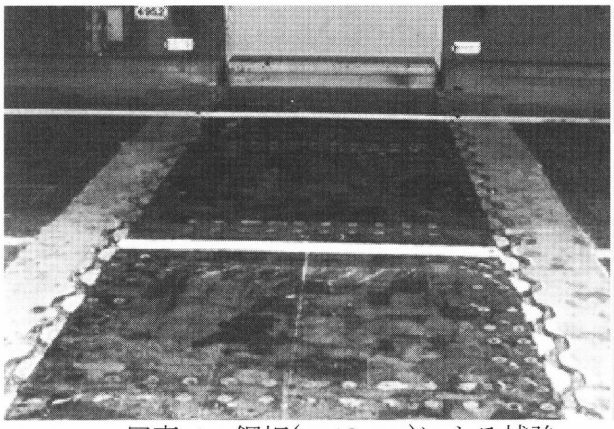

写真-4　鋼板(t=48mm)による補強

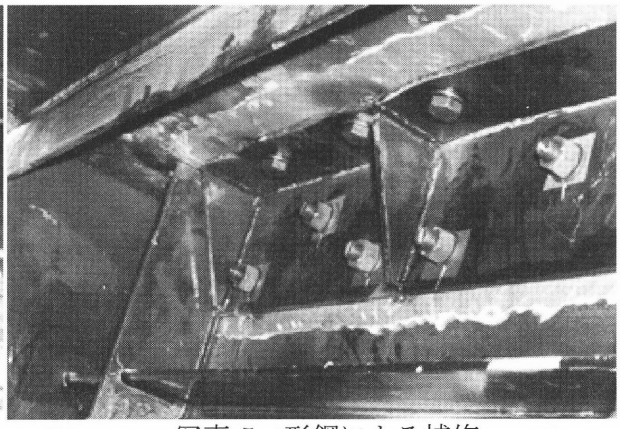

写真-5　形鋼による補修

（２） 1998 年頃の損傷状況と緊急補強

1985～1986 年に実施した補修工事により，損傷の進行は鈍化の兆しがみられたが，1998 年に実施した調査の結果，図-10 に示したように横梁部材に重大な損傷が生じていることが確認された．損傷の内容は以下のとおりである．

① 横梁（単純横梁）端部支点近傍のダイヤフラムおよびウェブのバックリングおよび塗装のはがれ

② ２径間連続横梁のうち短径間側端支点部のフランジわれ

③ 横梁たわみの増大

④ 横梁内部の溶接部の疲労亀裂の増大

損傷の状況を写真-6～8 に示した．写真-6 はウエブに発生した 45 度の傾きを持つ塗装の“しわ”である．写真-7 は端ダイヤフラムに発生した面外方向の変形であるが，変形量は局部的に 10mm 以上に達している．また写真-8 は，塗料が“鱗状”に剥離した状況であるが，剥離した塗膜の下に斜め方向に筋状の線が確認されている．この線は鋼材の破壊試験時に座屈直前に現れるもので，この部材が変形していることをあわせて、破壊寸前にあったことがうかがえる．

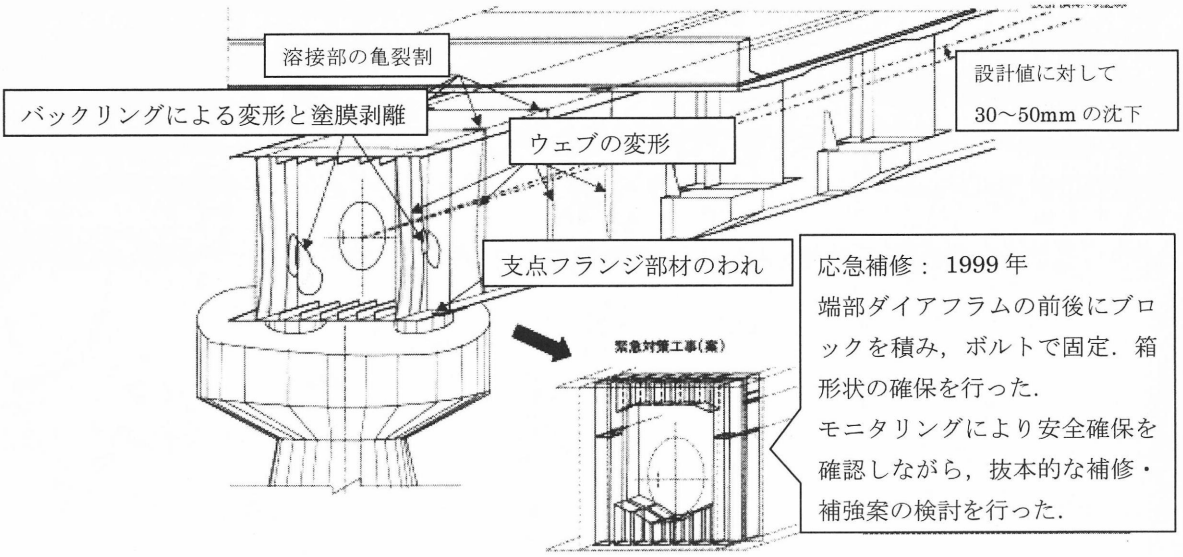

図-10　1998 年度頃に発見された損傷

写真-6　塗装のしわ　　写真-7　端ダイヤフラムの変形　　写真-8　塗装のはがれ

また，端支点近傍のウエブに着目して活荷重による発生応力を測定したところ，100N/mm² 以上の発生応力が確認された．当該部材の疲労強度を考慮して修正マイナー則による疲労寿命が数年程度と計算された．

（3） 応力照査

当該橋梁は「名神荷重」により設計されている．これは TL-20 荷重に対して図-11 に示したように従載荷重を考慮しないことや，主載荷重は建築限界内のみを対象としている点で TL-20 とは若干異なっている．このことから， B 活荷重への変更ならびに既に実施されているこれらの補強に伴う死荷重増の影響を考慮して応力照査を実施した．この結果，合成鈑桁部の発生曲げ応力は最大 161N/mm²（σa=140N/mm²）で，許容応力は満足しないものの応力超過率は 15%程度である．一方，横梁の発生応力は表-4 に示したとおりいずれの

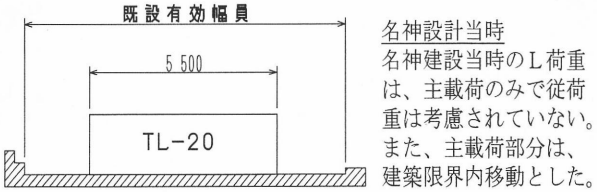

図-11　建設当時の設計活荷重（名神荷重）

表-4　横梁応力照査結果

		2径間連続横梁			単純横梁	
		長径間側	中間支点	端径間側	端支点付近	支間中央
名神荷重	σ/σa	0.96	0.99	1.07	0.93	1.04
	τ/τa	0.20	0.55	0.66	1.28	0.00
B活荷重	σ/σa	1.27	1.35	1.81	1.25	1.27
	τ/τa	0.18	0.77	0.89	1.72	0.00
	合成応力度	1.60	2.20	2.50	3.30	1.90

断面でも応力超過が認められ，超過率は 25～81%である．また，単純支間の支点近傍ではせん断応力が 72%応力超過しており，曲げ応力，せん断応力ともに降伏点を越えるような応力の発生が確認された．さらに，合成応力でも最大 3.3 と許容値 1.2 を大幅に超えており，損傷の状況を裏付ける結果となった．

（4） 緊急補強とモニタリング

以上の結果を受け，特に横梁端部のせん断応力の超過とバックリングの発生が深刻であると考え，横梁の形状保持を目的とした緊急補強を 1999 年に実施した．これは，図-12 に示したように鋼製ブロックを積み上げてボルトと樹脂で固定してダイヤフラムの変形の進行を抑制したものである．また，横梁端部近傍にはせん断補強のため対傾構を新設した．しかしながら，緊急補強後も大きな応力履歴を受けており，横梁の持つ根本的な問題は解決していない．このため，抜本対策が完了するまで名神高速道路ならびに国道 171 号を通行する車両の安全を確保するため，2000 年から改築工事が完了する 2004 年まで，横梁端部の面外変形，横梁たわみ，ひずみなどに着目してモニタリング計測を実施した．

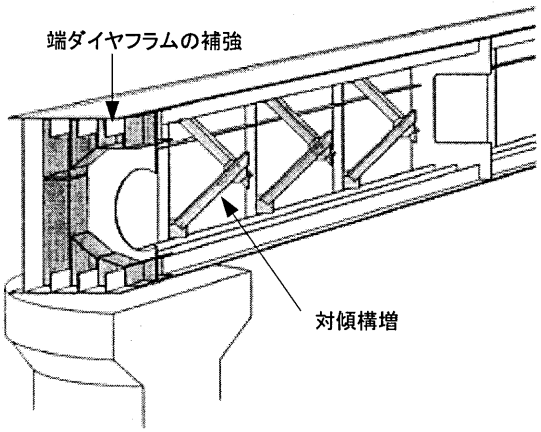

図-12　横梁の緊急補強工事

3.3.3 下植野高架橋の改築

（1） 基本方針

２径間連続横梁の短径間側支点の浮き上がりの発生防止対策としては検討の結果「単径間張出し式横梁構造」が最も適切であることが確認できた．しかし，この方法は横梁の長径間側支間長が現状(28m)より 5m長くなり，たわみ及び発生断面力が大幅に増加する．そこで，横梁の剛性増加と発生断面力の低減を目的として，橋脚と横梁を剛結するラーメン構造とした(図-13 参照)．なお，既存の RC 橋脚は

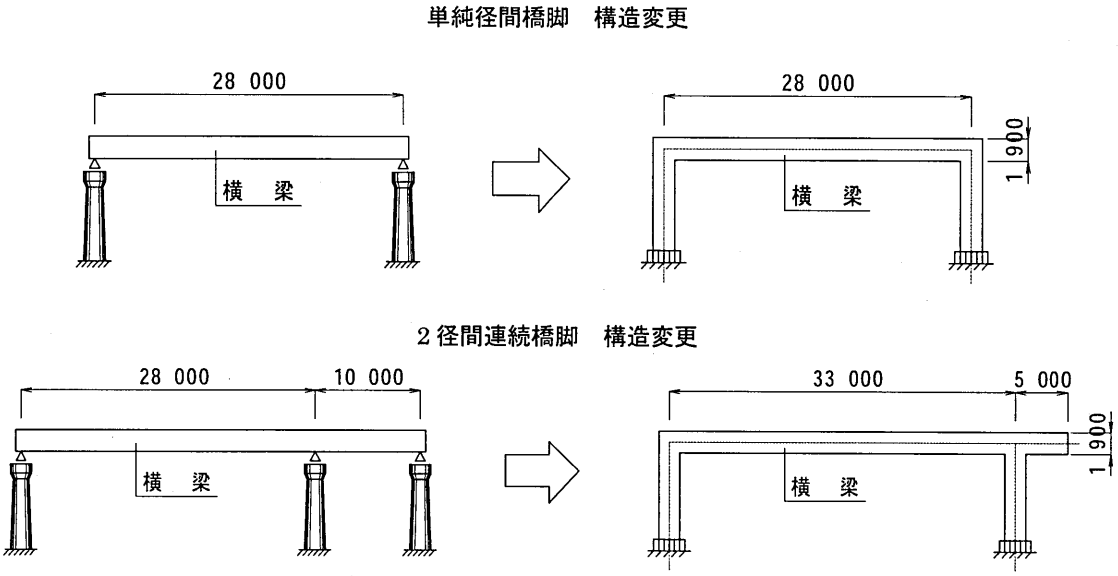

図-13 横梁と橋脚の構造変更

耐震性に問題があり巻き立て補強では充分な強度が得られないと判断されたため，鋼製橋脚へと構造変更した．一方、新設横梁における上フランジとウェブ角溶接部の疲労亀裂の発生防止対策として、鋼床版構造をRC床版構造に変更した．なお、鈑桁には重大な損傷は生じていないため再利用することとしたが，横梁との架違い部におけるゲルバー支承部の耐震性の向上及び車両大型化対策を目的として横梁との剛結連続化した(図-14 参照)．しかし、車両大型化対策としてはそれだけでは十分には応力改善ができず，応力超過部分は主桁下フランジの下面に型鋼を添接する断面補強を併用した．

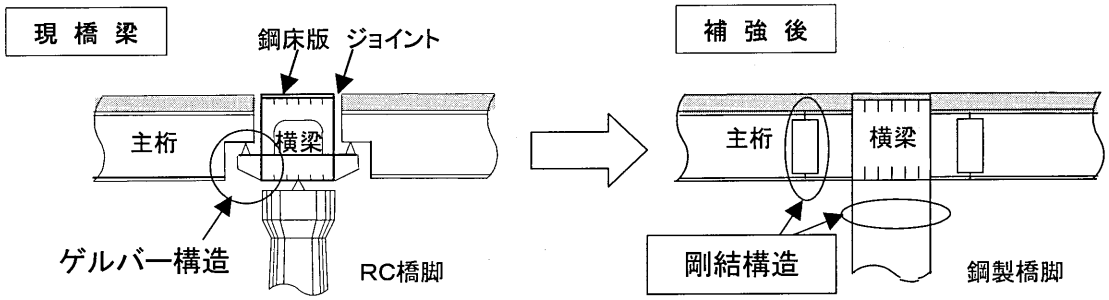

図-14　主桁と横梁の構造変更

（2）　改築工事の概要

改築工事では，まず既設横梁を撤去し，新たな横梁への架替え工事を行なった．その後，既設RC橋脚を撤去し，鋼製橋脚に取り替え，先に架け替えられた横梁と一体化し鋼製ラーメン橋脚化を図った．横梁の架替え工事は，名神下り線の片側ルートを終日閉鎖し，右ルート閉鎖11日間，左ルート閉鎖7日間のあわせて18日間の昼夜連続施工により実施した．既設横梁を切断撤去するためには，これまで横梁が支えてきた既設の主桁を支えておく必要がある．下から支保工で支える方法が一般的であるが，高架橋直下には国道 171 号が横過しており，桁下に施工ヤードが確保出来ない．このため本工事では，図-15に示したとおり名神高速道路上空に設桁を設置し，主桁を上空から吊り下げておく方法を採用した．終日片側ルート閉鎖による横梁の架替え工事が完了後，既設RC橋脚の撤去，アンカーフレーム・鋼製橋脚基部を据え付け，最後にラーメン橋脚隅角部を架設し，横梁と鋼製橋脚を一体化させた．最終的に，横梁のベント支持を開放することで，ラーメン橋脚隅角部に応力を導入し，「4径間連続立体ラーメン橋」へとリニューアルした．

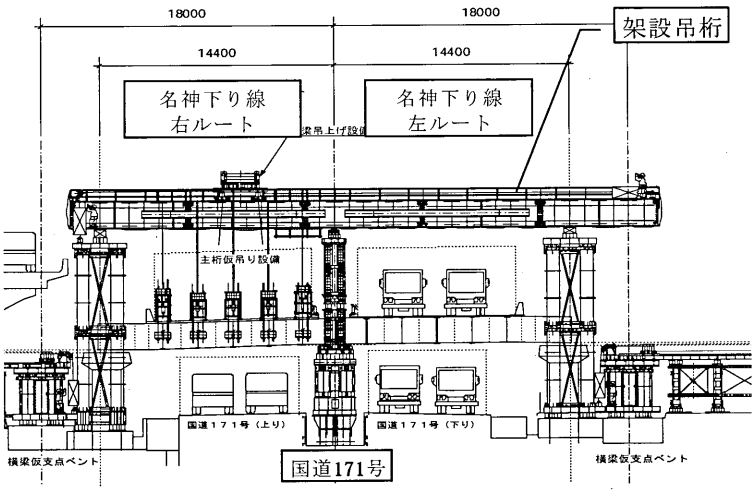

図-15　横梁架け替え概要

写真-9 は名神高速道路を跨ぐ架設桁を上空から撮影したもので，左ルートを開放して右ルート側を施工している様子を示している．写真-10 は既設の横梁を横方向に引き出して撤去している様子を示したものである．写真-11 はリニューアル前後の下植野高架橋で写真左はゲルバー構造がラーメン構造へ変化していることを示している．また，3本の横梁のRC橋脚は鋼成橋脚へと変更し，横梁と一体構造とした（写真-11 右）．

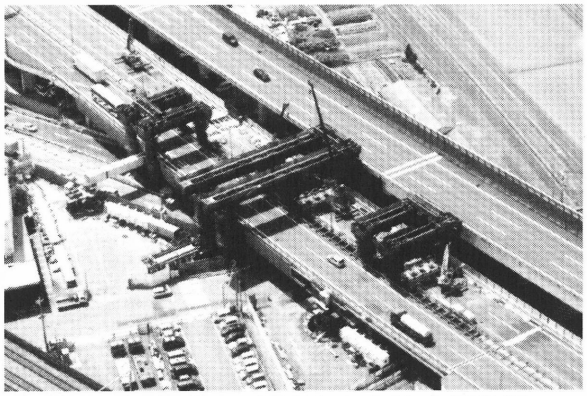

写真-9 名神上空を跨ぐ架設桁

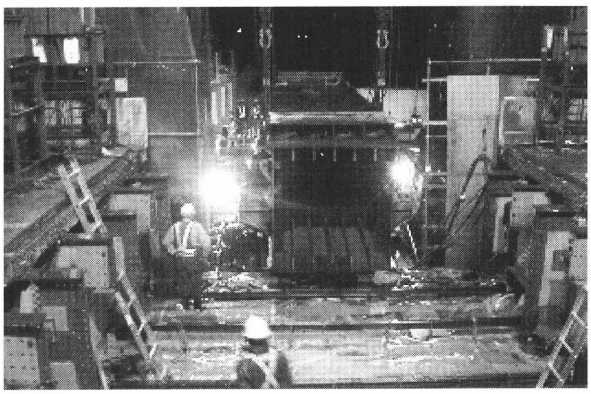

写真-10 撤去される横梁

（3） 補強工事の効果確認

補強工事完了後は試験車（196kN ダンプトラック 8 台）による載荷実験や応力頻度測定から補強工事の効果を確認した.

改築前の横梁支間中央の断面力に着目した場合, 試験車による荷重は B 活荷重に対して約 53%で, このときの発生応力は約 80N/mm² であった. 横梁の許容応力は σ sa=185N/mm² であることから, 活荷重だけで許容応力に近い応力状態になる. 改築後には同一荷重に対して 1/4 程度まで応力が低減していることがわかる. これは, ①フランジ厚が t=12→30mm, ウェブ厚が t=9→18mm になっており断面剛性が大きくなったこと, ②横梁と橋脚が剛結され断面力が低減したこと, ③横梁の床版が鋼床版から RC 床版になり合成効果が生じたこと, などが原因で発生応力は解析値より若干小さい傾向であった. また, 横梁と橋脚の剛結部には繰り返しの過大な応力が発生し, 疲労による損傷が生じることが懸念されたことから, 隅角部には FEM 解析結果に基づいてフィレットを設置した. 試験車載荷試験により実働応力

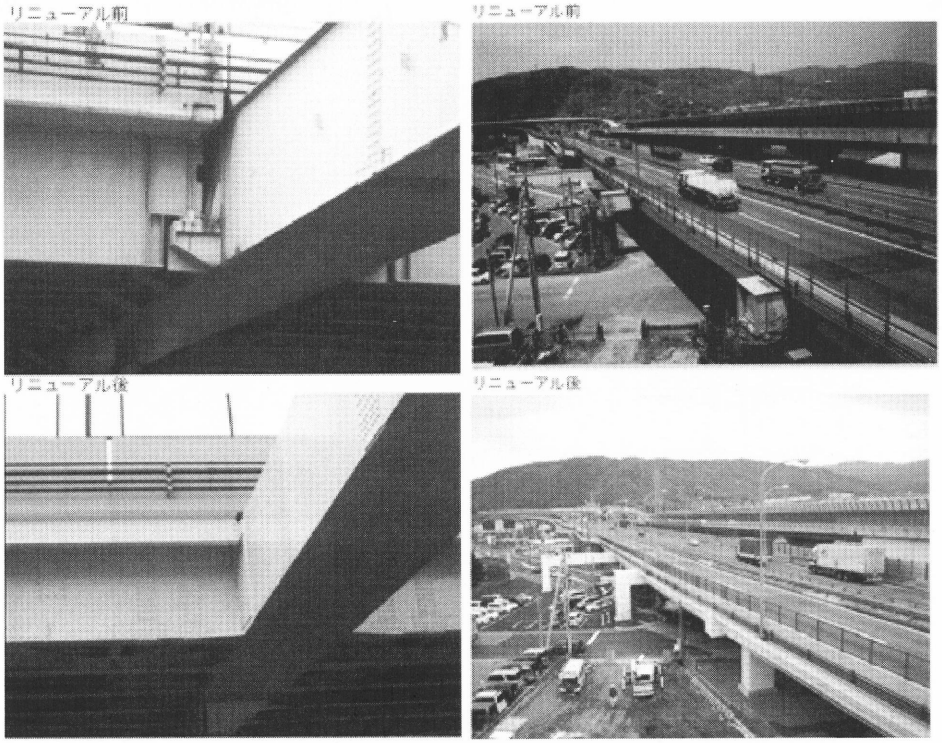

写真-11 リニューアル前後の下植野高架橋

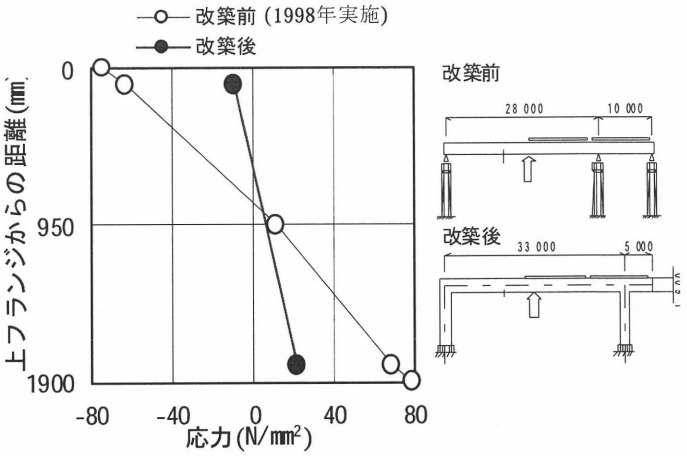

図-16 改築前後の試験車載荷試験結果

を計測したところ，発生応力は解析値よりも若干小さい傾向を示しており，疲労亀裂は生じないレベルであることが確認された．合成桁として設計されている鈑桁については，端部の床版を一部撤去して合成効果が喪失していることや単純支持から剛結構造へと構造変更していることから応力状態も複雑に変化している．特に合成効果の喪失の影響については解析上も評価が困難な点である．このため，施工前に鈑桁の上下フランジにひずみゲージを設置して施工期間中を通してひずみの変化を測定した．また，補強後は載荷試験を行い活荷重に対する発生応力を測定し，死荷重応力の変化と活荷重応力の変化を総合的に判断して鈑桁の応力状態を評価した．解析上は若干応力が低減する結果が得られていたが，実測の結果解析値よりも若干大きい応力低減効果が得られたことを確認した．

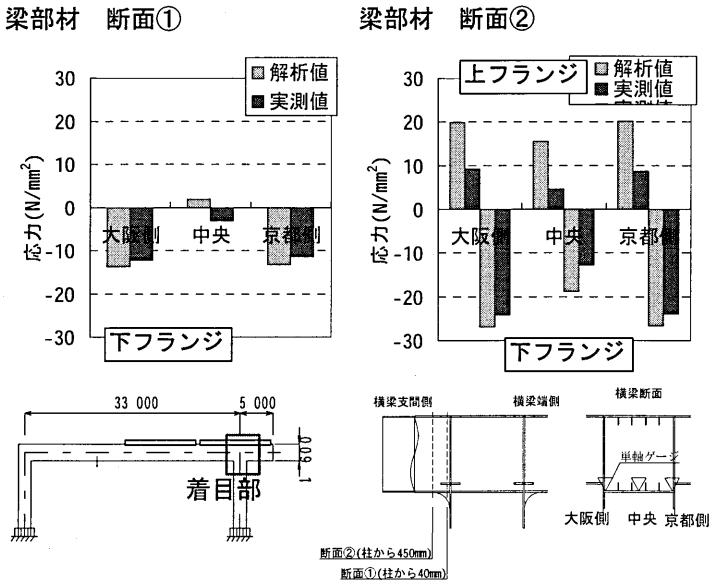

図-17 横梁隅角部の発生応力

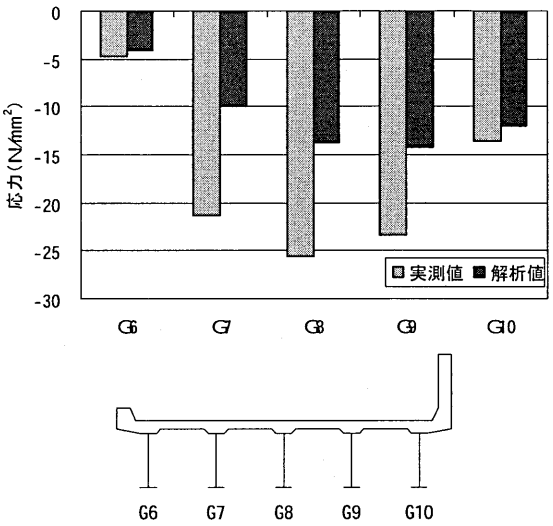

図-18 鈑桁下フランジの応力変化

4.　まとめ

名神高速道路における鋼橋の中で特殊な構造を有する橋梁は，時間的・空間的制約のあるなかで当時の技術の粋を結集して，最高レベルの技術を傾注して建設されている．事実，当時予想しえなかったモータリゼーションの発展にもかかわらず40年に亘って過積載車を含む荷重を受け続け今なお健在であり，事例で紹介したとおり補修や補強を要するのは橋梁全体のうち一部の部材のみである．今後，少子高齢化時代に向けて資産管理費の縮減が大きな課題であり，今ある社会資本を有効に使い続ける必要がある．このためには，アセットマネージメントに代表されるような全体を管理する枠組みを構築するとともに，構造物の耐荷力を適切に評価し補修・取替え時期を明確に判断できる技術，さらには補修・補強効果を定量的に評価するための技術開発・データ蓄積が必要であると考える．

参考文献

1)渡辺，稲垣，江口，柴田，仲田，井上：斜角を有する並列２箱桁橋の補強とその効果確認，橋梁と基礎，pp19-22，1997年７月

2)福島，岩竹，上村，高田：名神高速道路鋼アーチ橋の改良計画　蝉丸橋，橋梁と基礎，vol.23 no10，1989年10月

3)小川，松田，新田，江藤，佐藤，中原，古賀：名神高速道路下植野高架橋の設計と施工，橋梁と基礎，pp21-30，2005年１月

4)松田，枚本，中原：重交通路線を跨ぐ老朽化橋梁の大改造，土木学会誌，vol.90 no.7，2005年７月