

鋼 I 桁主桁と横桁あるいは対傾構との 取合部の疲労損傷とその対策

工 務 部 設 計 課 北 沢 正 彦
同 部 同 課 大 西 俊 之
大阪第三建設部 新淀川工事事務所 川 北 司 郎
保全施設部 保全技術課 林 秀 侃

要 約

鋼道路橋の設計においては、鋼床版以外は疲労について考慮する必要はないとされていたが最近、RC床版を有する鋼 I 桁橋の主桁と横桁あるいは対傾構との取り合い部に発見された損傷は、積年の交通荷重による疲労損傷と考えられる。この種の損傷は全国的に報告されており阪神高速道路にも生じている。そこで、この損傷の発生要因の分析、補修・補強対策の立案のために、損傷状況の分析および立体モデル・平面モデルを用いた有限要素法解析、骨組モデルによる簡易解析を行い検討した。また、大型供試体による溶接施工試験、疲労試験を行った。さらに、損傷橋梁において実施した試験補修の前後に応力計測を行い、上記の検討で得られた補強案の妥当性を確認した。なお、現行設計基準により建設される橋梁における同種の損傷発生の可能性についても、同様の手法により検討し対策を示した。

本文は、これらの検討について報告する。

まえがき

昭和30年代後半に始まった大量輸送の時代に合わせ、都市間はいかに及ばず、都市内にも高速道路が建設されてきた。阪神高速道路も昭和39年の土佐堀～湊町間 2.3kmの供用開始以来、その延長を伸ばし、昭和61年4月末現在で131.4kmに達している。そして、その大部分が高架構造で建設されているが、これらの構造物も供用開始後10年を経過したものが70%を占めており、各種の損傷が見受けられるようになってきた。

阪神高速道路の上部構造の70%（径間数）を超える鋼橋においても同様で、初期の頃の損傷は付属構造物の破損や錆・腐食といった比較的軽微

なものが多かったが、経過年数の増加に伴い重大化する傾向にある。昭和58年度に発見されたRC床版を有する鋼 I 桁橋の主桁と横桁あるいは対傾構との取り合い部に発生した疲労損傷（写真1、2参照）も、橋梁の耐荷力に重大な影響を及ぼすものと考えられないが、われの発生頻度、主桁への進展性および発生工区に限定性がないことから、従来の損傷より重大なものである。また、同様の損傷は他団体でも報告されている¹⁾。

そこで、この損傷について、発生要因の分析・補修対策さらに現行標準設計への反映点等について約3年間にわたって検討し、損傷橋梁・新規建設橋梁へのそれぞれの対応策を決定した。

本文では、これらについて報告する。

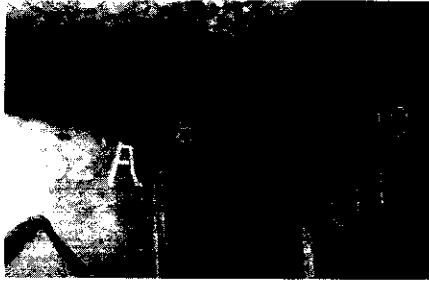


写真-1 横桁部のわれ



写真-2 対傾構部のわれ

1. 損傷の実態

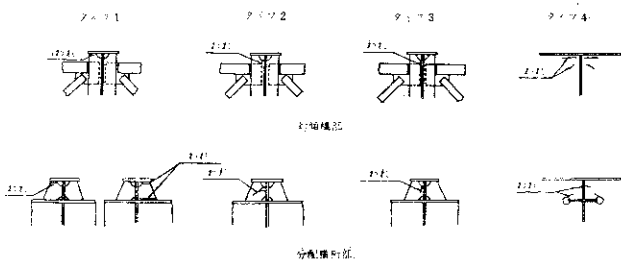
損傷は、RC床版を有するI桁橋にのみ生じており、これの横桁あるいは対傾構を主桁に取り付ける補剛リブまたは垂直補剛材の溶接部で発生している。表-1注に示したようにわれ発生位置により大別して4タイプがある。タイプ1はこれらの板と主桁上フランジとの溶接部に、タイプ2はこれらの板に設けたスカーラップから、また、タイプ3は主桁腹板との溶接部に発生したわれである。そして、タイプ4は主桁の上フランジと腹板との溶接部に生じたわれである。さらにこれらのタイプが複合したものもある。

昭和58~59年度にわたって既設の約80%のI桁について調査した損傷実態を、路線別、タイプ別に分けて表-1に示す。この表から、タイプ1の損傷が約80%を占めており、大阪西宮線(大阪管内)を除いては、供用開始後約13年以上経過した

表-1 I桁格点部われの集計

路線名	1. 横桁部				2. 対傾構部				3. 主桁上フランジ				4. 主桁腹板				使用開始年	備考	
	発生数	発生長さ(m)	発生箇所数	発生箇所数	発生数	発生長さ(m)	発生箇所数	発生箇所数	発生数	発生長さ(m)	発生箇所数	発生箇所数	発生数	発生長さ(m)	発生箇所数	発生箇所数			
京 港 線	307	307	307	1,936	26	202	202		71	2,276	25	197	197				44,43.44	・発生対象は全I桁	
環 状 線	241	241	185	3,847	32	110	110		65	1,994	29	102	102				39,40.41,42.44	・計226箇所中、1カ所	
伊 丹 線	282	282	282	1,195	119	790	92	24	43	235	1,089	119	790	92	24	43	43,45	発生は1ヶ所	
瀬 小 島 線	57	57	57	2,222	2	2	2		46	1,879	2	2	2				43		
東 武 東 上 野 線	264	66	322	0	0				0	0							44,48,49,52	・1ヶ所	
東 武 東 武 東 武 線	387	387	387	12,938	158	796	120	41	192	205	1,197	146	741	103	41	2	180	44,46~50	
長 崎 線	89	89	89	0	0				0	0							44	・1ヶ所	
京 浜 線	42	42	42	1,513	0	0			6	198	0	0					49,57		
西 大 阪 線	113	113	113	3,959	37	249	16	206	43	79	3,058	32	223	121			38	41	
大 阪 西 宮 線	154	10	164	6,861	14	25	25		120	5,995	14	25	25				50		
小 計	1,939	88	2,004	15,174	386	2,174	188	45	18	249	948	381	2,385	188	45	18	211		
大 阪 西 宮 線	165	165	165	8,250	0	0			148	7,906	0	0					55		
神 戸 西 宮 線	731	5	736	12,958	113	492	33	37	7	1	314	1,135	113	492	33	37	7	1	41,43,43
小 計	896	5	901	7,973	113	492	33	37	7	1	482	1,340	113	492	33	37	7	1	
合 計	2,832	78	2,905	22,044	499	2,638	221	54	18	249	1,100	571	430	2,547	221	54	18	212	

- 注)
1. I桁には目釘を含む。
 2. RC床版には、軌道コンクリート床版、フランジ下床版を含む。
 3. 損傷タイプは右を参照。
複合タイプは「最大」のタイプを含む。
また、タイプ1~3欄内の「両方」は、そのタイプとタイプ4の同時発生している数を示す。
 4. 大阪管内については、注3の「両方」を改めて記載したのは確認されている材料がなかったためである。
 5. 両端部のみを分析の対象とした数は「両方」は、その両端部大部分が両端部となる。



路線で損傷が発生していることがわかる。なお大阪西宮線（大阪管内）は、約3年でわれが発生しているが、施工的な要因が強いものと推定される。また、神戸管内の方が損傷率は低いが、主桁腹板へわれが進展しているタイプ4が多い（大阪管内のタイプ4は、抜き取り調査によるとほとんどが塗膜われであった）。

適用設計基準別に整理したものを表-2に示す。図中不明と分類したものは守口線が多いことから、損傷橋梁は昭和39年版道示によるものが圧倒的に多い。経過年数的要因もあるが、当時の技術的・社会的な時代の背景もあるように思われる。

床版支間と床版厚をパラメータとして整理したものを表-3、4に示す。床版支間が2.5m以上のものおよび床版厚の薄いものに損傷が多い。

次に、5本主桁の場合のわれ発生部位についてまとめたものを図-1に示す。6本主桁の場合も同様の傾向にあり、主桁本数にかかわらず、横断方向には80%以上のわれが外桁および第1内桁に集中している。また、橋軸方向では横桁とそれに隣合う対傾構に70%以上がかたまっている。

格子剛度とわれ発生との関係を調べたものを図-2に示す。格子剛度が小さい場合はもちろん、I桁の場合、一般的に必要な格子剛度10以上のもので、かなりの損傷率となっている。

次にわれのパターンを分類したものを図-3に示す。ただし、この図は神戸西宮線の20橋だけのデータで作成したものである。横桁部では、1つのタイプだけが発生している単純損傷、および幾つかのタイプの損傷が起きている複合損傷ともに上部の損傷が支配的である。また、自由端での

B1 B2 B3 B4 B5 B6 B7 B8 B9

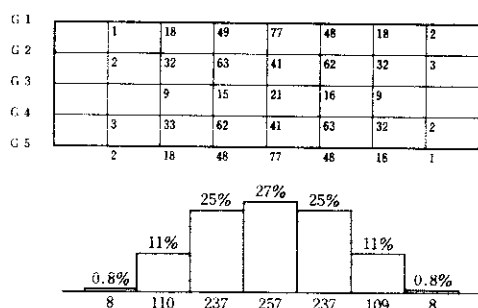


図-1 部位別われ発生状況

表-2 適用基準別損傷状況

基準	鋼道示31	鋼道示39	鋼道示47	不明
径間数	0	986	191	120
損傷径間数	0	374	16	32
損傷率(%)	—	38	8	27

表-3 床版支間別損傷状況

床版支間	2.0m以下	2.5以下	3.0以下	3.5以下	4.0以下	4.5以下
径間数	14	180	183	422	488	10
損傷径間数	10	15	71	100	226	0
損傷率(%)	71	8	39	24	46	0

表-4 床版厚別損傷状況

床版厚(cm)	15	16	17	18	19	20	21	22
径間数	7	15	326	501	17	104	121	193
損傷径間数	4	4	108	193	2	22	86	2
損傷率(%)	57	26	33	39	12	21	71	1

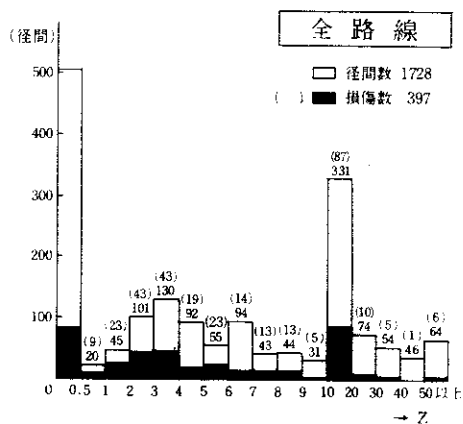
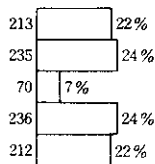


図-2 格子剛度と損傷の関係



分析対象径間数	261
亀裂発生径間数	153
亀裂発生率(%)	59%
総亀裂格点数	966
1径間当たりの亀裂格点数	6.3
亀裂発生径間平均主桁間隔	3.82m
主桁本数	5本

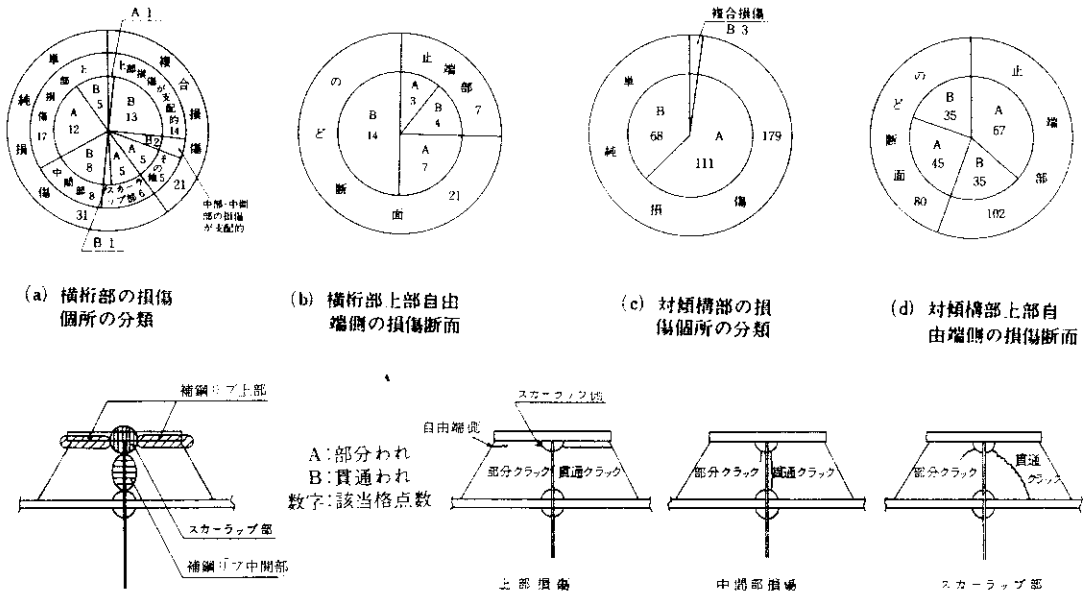


図-3 われのパターン別分類

われ断面についてみると、のど断面われが止端われの3倍となっている。対傾構部では、単純損傷が圧倒的で、われ断面も、やや、止端われの方が多くなっており、横桁部と少し異なっている。

上記の損傷状況の分析から、損傷要因としては輪荷重による床版の変形による応力、主桁間の相対変位差による2次応力などが考えられる。

2. 損傷要因の推定

前章で述べたように、損傷実態から考えられる主な損傷要因としては、

- 1) 輪荷重により床版や横桁あるいは対傾構は変形するが、それらの部材の剛度差により変形差が生じる。その変形差により当該箇所に発生する応力（首振り現象）
- 2) 輪荷重が作用し、各主桁間に相対変位差が生じたときの、横桁あるいは対傾構と主桁との取り付け部で主桁腹板面外方向に生ずる応力（相対変位差）

等の作用があげられる。実態調査の対象となった橋梁は全て旧設計基準により建設されたものであるが、上記応力の大きさに関係する橋長、主桁間隔、補剛リブの形状・厚さ、床版厚等がそれぞれ

異なっているため、一律に比較することはできない。また、上記要因の損傷発生に与える影響がおのの、どの程度であるかも不明である。

本節では、これらの点を明らかにするため、応力解析と応力測定を行い、損傷発生に寄与する要因について検討した。

2-1 応力解析

横桁部の解析に用いたモデルを図-4(a)~(d)に示す。まず、橋面上の輪荷重が各構造節点にどのように伝達され、その結果、各節点に発生する変位、応力を求めるため、床版を含む橋梁全体を比較的粗いメッシュで分割した3次元全体モデル(図-4(a))を用いて、有限要素法により解析した(全体解析)。輪荷重は、橋軸方向には1台、橋軸直角方向には最高2台のT-20荷重を着目部位に最も不利となるように載荷した。

次に着目部位の応力状態を詳細に評価するため全体モデルからその部位を含めた部分的な立体構造を取りだし、その端部境界節点に全体解析で得られた節点力を載荷し解析した(部分解析)。なお、この解析では、部分構造の一部に図-5に示すような補強を施した場合に、現状の応力や変形状態が、どのように改良されるかについても比較

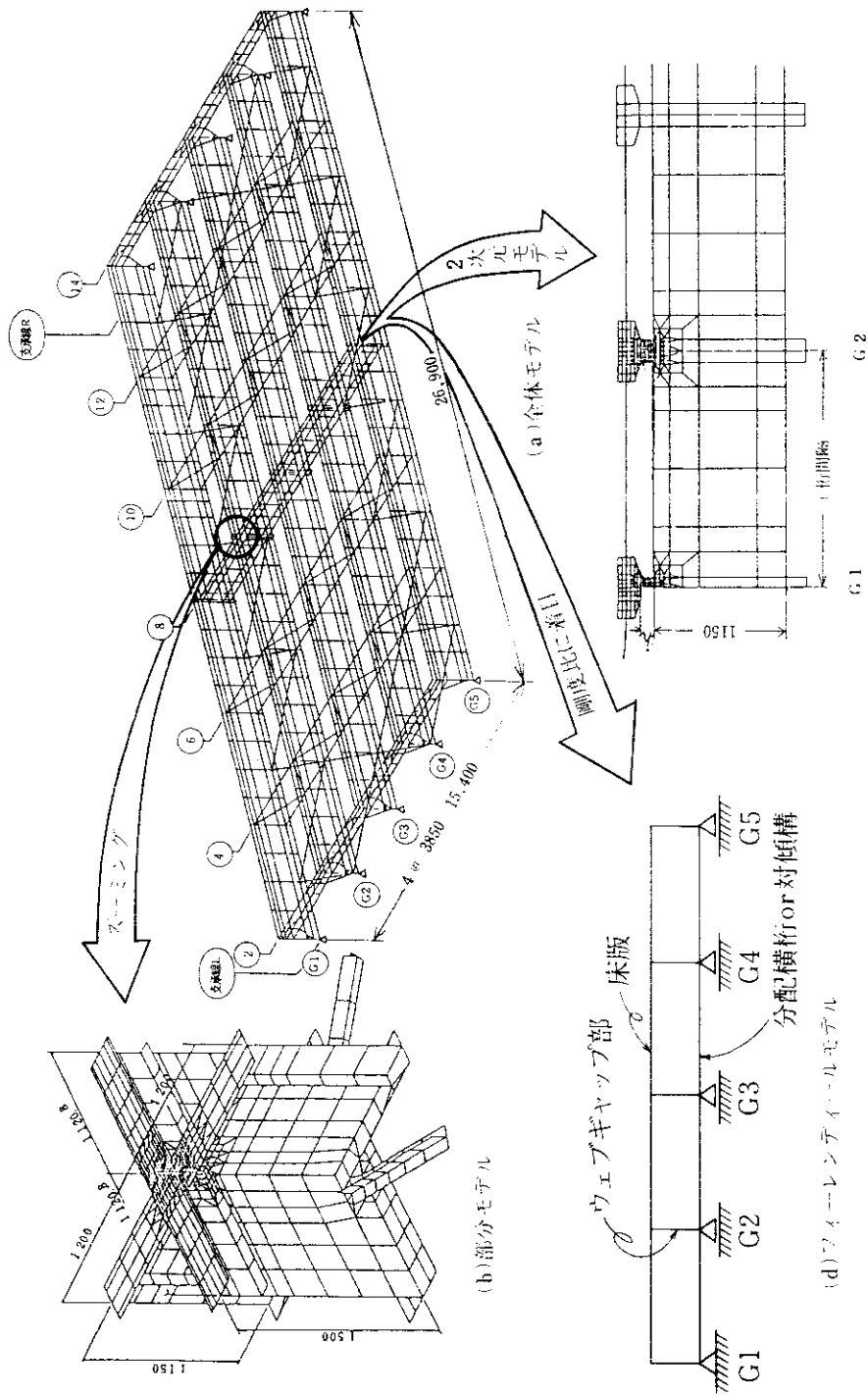


図-4 解析モデルの一覧

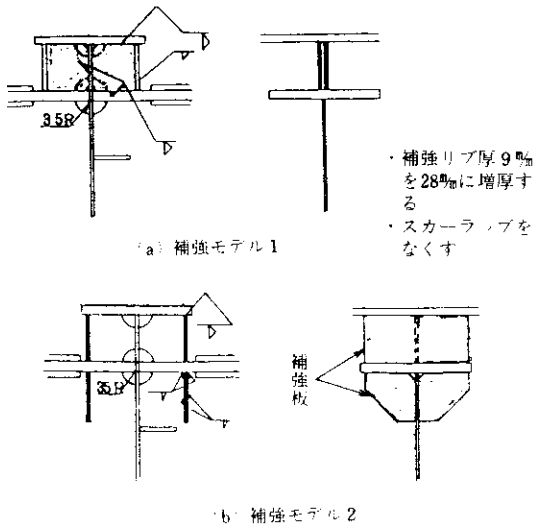


図-5 補強構造

検討した。

また、上述の床版支間長、床版厚、補剛リブ厚および補剛リブ高さといった要因が、当該箇所での発生応力に与える影響を調べるため、床版の有効幅を考慮した図-4(c)に示す2次元有限要素法モデル(簡易FEMモデル)を使って検討した(簡易FEM解析)。部分解析および簡易FEM解析の荷重としては、全体解析から得られた節点力を用いた。さらに、当該箇所での応力状態を把握できる簡易骨組みモデルの設定の可否、および、これまでの検討の力学的妥当性を検証するため、図-4(d)に示すようなフィーレンディールモデルを設定し解析した。

なお、図-4では横桁部についての解析モデルを示したが、同様の考えで対傾構部についてもモデル化し検討を行っている。

全体解析で補剛リブを1枚の板要素とした時に最大応力を発生する荷重位置とその時の補剛リブの主応力を図-6に示す。図中、矢印は輪荷重(8ton)を表している。

この結果から、部分解析での荷重荷重としては横桁あるいは対傾構とG1桁との取り付け部にはケース2を採用した。結果の一例として、横桁十字部(G2桁との取り付け部)の主応力を図-7に示す。図から、主桁上フランジの自由端近傍で

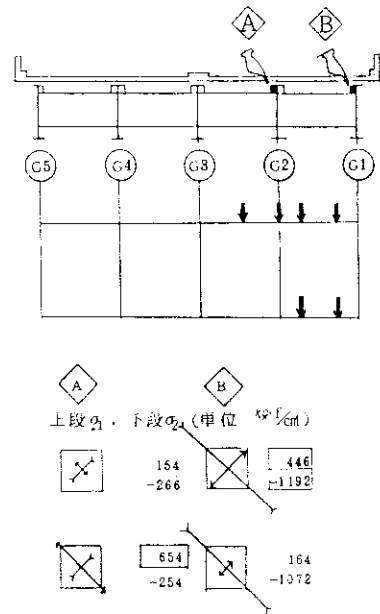


図-6 荷重載荷位置と主応力

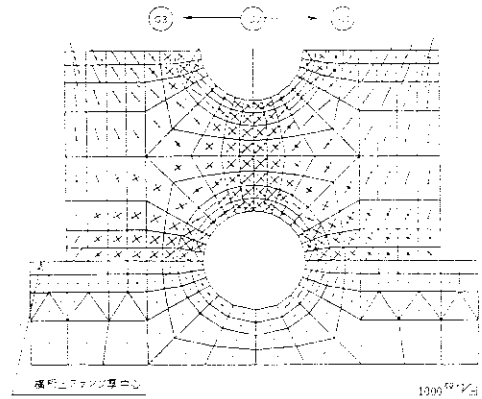


図-7 分配横桁十字部ウェブギャップ主応力

2000kg/cm²を超える大きな主応力が発生しており、主桁腹板に近付くにつれて主軸の傾きが大きくなり、せん断力の影響が現れているのがわかる。また、補剛リブに生ずる等価応力と床版と横桁の回転角差の関係を図示すると図-8のようになり、両者には正の相関関係があることがわかる。

次に、補強案についてみると、図-9に示すように、横桁部、対傾構部とも補剛リブの両側から

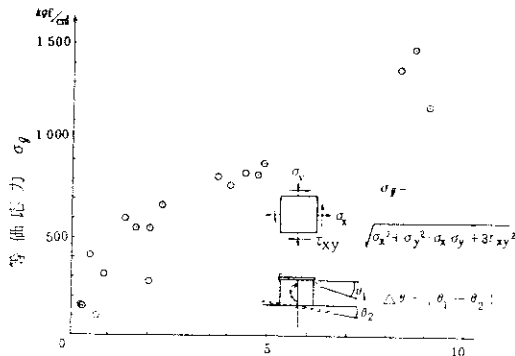


図-8 横桁の等価応力と回転角差の関係

スカールップを塞ぐように9mmの添板をした補強モデル1では、主応力、溶接部応力が現状に比べ約1/3になるが、補強モデル2では、自由端付近の応力は低下するが、スカールップ近傍の応力性状はあまり改善されないという結果が得られた。

横桁部に関する簡易FEM解析結果を図-10に示す。これは、図-6に示す載荷ケースの場合のもので、床版厚と床版支間長が発生応力に与える影響が大きく、現標準設計橋梁では、補剛リブの厚さだけを増しても効果はあまりないことがわかる。対傾構部についても、変化の割合は横桁部に比べ小さいか、ほぼ、同様の傾向が得られた。

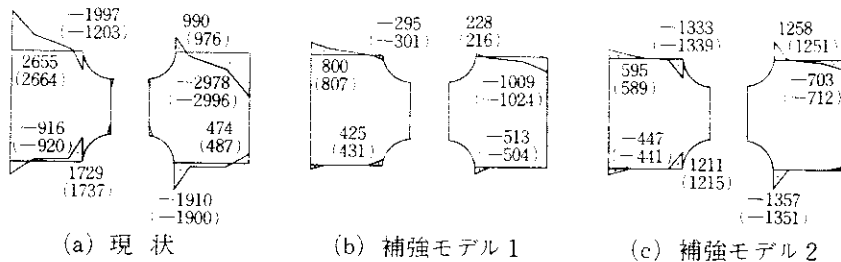
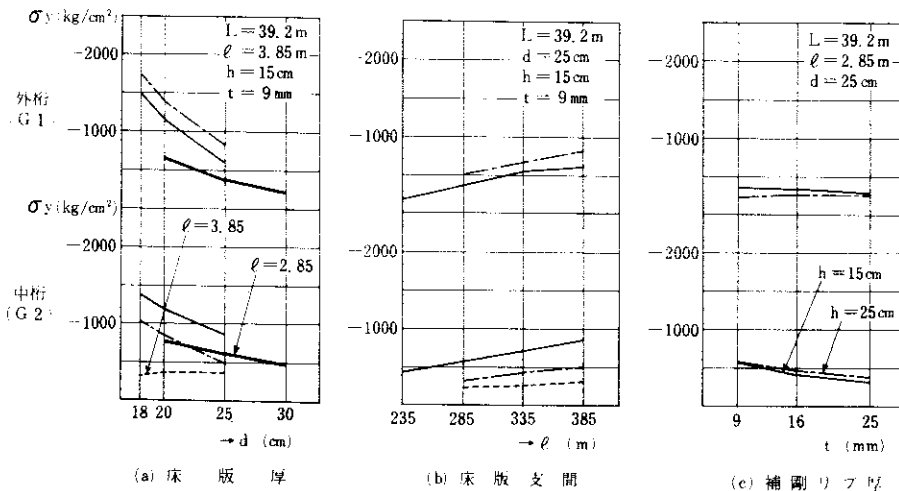


図-9 境界部の鉛直応力（横桁十字部）



注: σ_y : 主桁上フランジと補剛リブとの溶接線に生じる垂直応力
 ——— 輪荷重
 - - - 相対変位差
 - · - 合計

図-10 パラメータ解析結果（横桁部）

次にフィーレンディールモデルにより旧標準設計橋梁と現標準設計橋梁について、それぞれ増厚の効果を比較したところ、前者のG1桁では2300kg/cm²が1400kg/cm²程度に、また、後者では650kg/cm²から420kg/cm²に減少しており、低下率は同程度であるが、旧標準設計橋梁の方が応力減少量が大きく、補剛リブ増厚の効果は大きいといえる。

2-2 応力測定

実橋の当該箇所での発生応力がどの程度であるかを調べるために、堺線において静的載荷、走行載荷および実働荷重作用時の応力を測定した。これらは、いずれも旧標準設計橋梁であり、現標準設計橋梁に関するものとして東大阪線で静的載荷試験を行った。測定に用いた荷重は堺線の実働荷重を除いて20tonトラックとした。各路線でゲージ貼付位置や補剛リブの形状・寸法に若干の相違はあるが、主桁上フランジの自由端付近の補剛リブおよび垂直補剛材上縁（以下、両者をまとめて補剛材という）の測定結果を表-5に示す。同表には比較のために、解析結果を合わせて示す。

この表より実橋の補剛材は以下に示す応力特性を有していることがわかる。

- 1) 旧標準設計橋梁の横桁部および対傾構部の補剛材の最大応力は、約800kg/cm²程度であり、解析応力の約1/3~1/2程度とかなり小さい。
- 2) 旧標準設計橋梁の横桁部の補剛リブ応力は、補剛リブの増厚によりかなり減少しており、これは解析結果ともよく一致している。
- 3) 現標準設計橋梁の補剛材応力は200kg/cm²程度で解析よりもやや低く、また、旧標準設計橋梁に比べるとかなり小さい。

上で述べたように、実測応力と解析応力とに差異が生じる原因としては、

- 1) 壁高欄、舗装、ハンチおよび垂直補剛材等の2次部材の剛性を無視したことによる床版剛度および全体剛性の過小評価
- 2) 主桁上フランジ上面と床版との結合条件を剛結として解析したが、実橋ではスタッドにより連結されていることによる主桁と床版との結合状態の差異
- 3) 解析では後輪を集中荷重として取り扱ったが、載荷荷重はタンデム軸であることによる載荷状態の相違

等が考えられる。

表-5 主要着目点での応力比較

項目		分配横桁			対傾構		
		G ₁	G ₂ (外)	G ₂ (内)	G ₁	G ₂ (外)	G ₂ (内)
実測	大阪堺線	-735	-729	—	-497	-648	—
	神戸西宮線 ()は補修後	-731 (-95)	-333 (70)	-275 (-108)	-760 (-412)	-797 (-270)	-297 (-167)
	大阪東大阪線	-239	-210	-13	-206	-195	164
詳細	補修前	-5083	-2996	2664	-5188	-3501	3155
	〃 後	—	-703	595	—	-1477	1041
簡易	旧設計	-2339	-1794	1577	-1859	-1415	1111
	現行設計	-277	-655	615	-354	-389	354
フィーレンディール	旧設計	-2300	-1450	1450	-670	-550	550
	〃 増厚(25mm)	-1400	-850	850	-540	-380	380
	現行設計	-650	-440	440	-170	-90	90
	〃 増厚(25mm)	-420	-290	290	-100	-70	70

3. 疲労検討

3-1 疲労実験

旧標準設計橋梁にみうけられる損傷は、積年の交通荷重の繰り返しによる疲労損傷と考えられる。そこで、前章で述べた2つの損傷要因について検討するべく供試体による繰り返し載荷実験を行った。首振りの影響については2主桁試験体(図-11(a),(b))を、相対変位差については3主桁試験体(図-11(c))を用いた。2主桁タイプでは床版剛性に等しいH型鋼をボルトで主桁上フランジに取り付け、その中央に載荷し、3主桁タイプでは中桁上フランジに直接荷重を加えた。荷重の大きさは、実橋にT-20荷重の後軸16tonが載った時の主桁上フランジのたわみ角と試験桁のたわみ角とが等しくなるように決定した。

また、横桁と主桁との結合条件(ボルト結合、溶接)やスカーラップの有無、補剛リブ増厚およびビード仕上げの有無の影響についても調べた。結果を列記すると以下のとおりである。

- 1) 旧標準設計橋梁では、相対変位差を与えた3主桁タイプでは、われは発生しなかったのに対し、首振りの影響をみる2主桁モデルでは全てわれが生じた。このことから、疲労に与える影響は主桁間の相対変位差よりも主桁上フランジの首振りによる影響の方が大きいと思われる。これは、2, 3章でみた傾向とも合致している。
- 2) 主桁上フランジ自由端付近の補剛材応力はスカーラップの有無によってあまり影響は受けないが、スカーラップまわし溶接部でビード形状が鋭角になりやすく、われ発生の可能性が高くなると考えられる。
- 3) 補剛リブを板厚9mmから28mmに増厚補修した結果、当該部の応力は約 $1/4$ に減少し、われは生じなかった。
- 4) 当該溶接部のビードを仕上げたものも、われが発生しており、応力レベルを下げずにビードを仕上げただけでは、われ発生を防止できない。
- 5) 現標準設計橋梁を対象とした試験では、わ

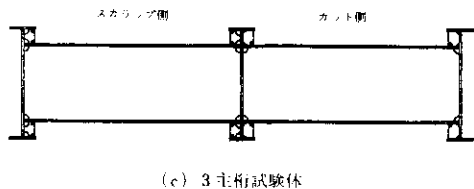
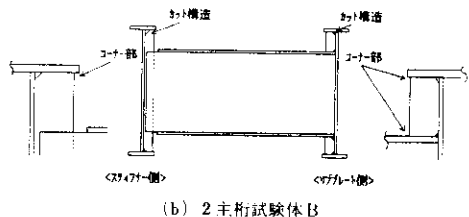
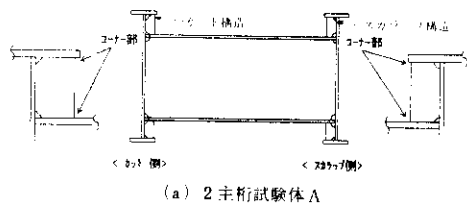


図-11 疲労試験供試体

れは発生しなかった。

- 6) 図-12の2点鎖線で示されるS-N線図を得た。勾配は $k = 0.185$ で、 2×10^8 回疲労強度を求めると約 $20\text{kg}/\text{mm}^2$ であった。

3-2 実橋における応力履歴と寿命の推定

実橋における応力履歴を推定し、その結果と実測応力とからS-N線図を求めるフローを図-13に示す。堺線では供用後14年目の点検でこの種の損傷が報告されていることから、仮に供用後14年目にわれが発生したとすると、堺線での実測応力は、前述のように約 $750\text{kg}/\text{cm}^2$ であることから図-12の太実線で表したS-N線図が得られる。実際には勾配の逆数である m をパラメータとし、3から5まで0.25ピッチで変化させた線を求めたが図では $m = 3, 5$ の場合についてのみ示した。 m を3とした場合、実験から得られた点ともうまく対応していることがわかる。

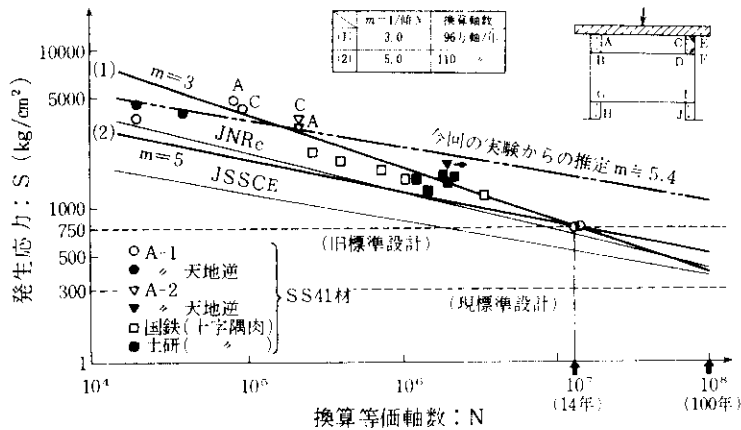


図-12 実験及び試算から求めたS-N線図

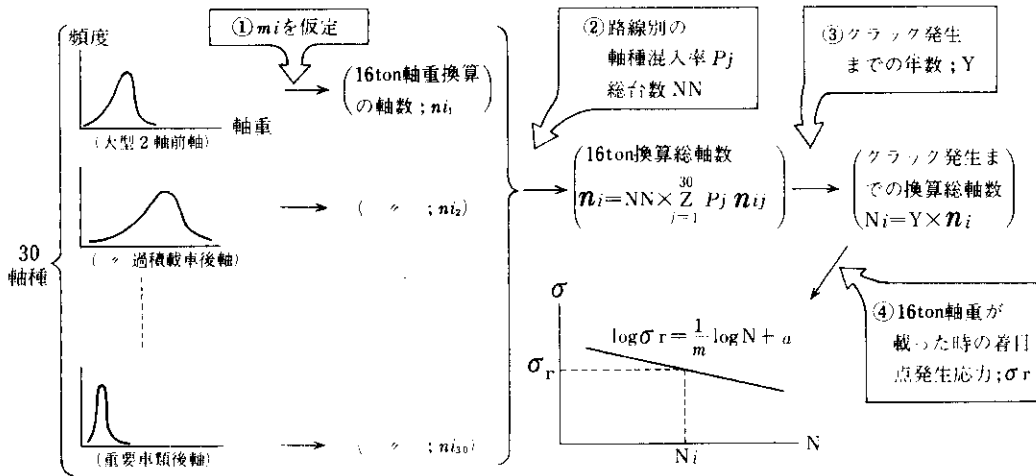


図-13 解析フロー

また、東大阪線での実測値から、現標準設計橋梁の着目部分がT-20荷重後軸に対し $300\text{kg}/\text{cm}^2$ とすると、 $m = 3$ と考えた場合でも $(750/300)^3 = 16$ 倍となり、主桁間隔が狭く床版厚が大きくなった現標準設計橋梁では、旧標準設計橋梁に比べ、かなりの疲労寿命を持つと考えられる。

4. 補修・補強対策

4-1 補修・補強方法の検討

ここまで述べてきたように、この損傷の主たる発生要因は、輪荷重の繰り返し載荷に伴い生ずる

1) 床版の変形による応力

2) 主桁の相対変位差による2次応力の作用であり、橋梁の諸元や輪荷重載荷位置等により、どちらかが卓越し、われ発生状況が変化するものと考えられる。

これらのことから、この疲労損傷の補修・補強対策としては、われの対処を行うとともに、

- 1) 当該溶接部に働く応力を下げる。
- 2) 応力の流れを良くする。

ことが考えられる。

われの補修方法としては、

- 1) われが微小な場合、グラインダーにより、われ部を削り取り滑らかに仕上げ。
- 2) われが浅い場合、われの上から再溶接し、

われを溶かしてしまふ。

- 3) われ発生部分をはつりとして再溶接する。
- 4) われの先端にストップホールを設ける。

等の方法があるが、われの長さ、深さ、位置によって採用工法を決定しなければならない。

応力の流れを良くする方法としては、次のようなものがある。

- 1) 溶接ビード止端部をグラインダーで削り、滑らかに仕上げる。
- 2) 溶接ビード止端部に、TIG溶接により小さなビードを置き滑らかにする。

また、実現可能な作用応力軽減の手法としては

- 1) 補剛材の板厚を上げる(補剛材増厚工法 図-5(a)参照)。
- 2) 上記部材に補強部材を取り付ける(補強板取り付け工法 図-5(b)参照)。
- 3) 横桁を増やし、主桁間の相対変位差を減らす(横桁増設工法)。
- 4) 主桁間に縦桁を入れ、床版の変形をおさえる(縦桁増設工法)。
- 5) 横桁と主桁の上フランジ相互間を連結する(フランジ連結工法 図-14参照)。

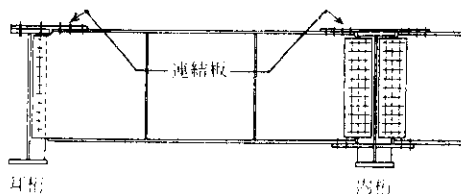


図-14 フランジ連結工法

等があり、具体的な詳細構造については、それぞれに幾つかの案が考えられる。実際の補修・補強対策は、効果・作業性・他の部材への影響および経済性等を総合的に判断して決定しなければならない。

4-2 補修・補強対策の決定

この損傷の対応策としては、われの補修だけを行うという考えもあるが、10年後位には再補修が必要となる可能性が高いことから、道路管理者としては得策でない。また、3章で述べたように、当該溶接部の応力の流れの改善だけでは、われ発

生を防止することはできない。そこで、補強対策としては、作用応力の低減を計ることにした。

それには、前節で述べたような工法が考えられる。このうち、補剛材増厚工法、補強板取り付け工法は簡便で、効果の面でも2、3章で示したように、特に補剛材増厚工法は有効な手法である。また、横桁あるいは縦桁増設工法は、単独でも効果が期待できるが、併用することによって、損傷要因を取り除くとともに床版補強を兼ねられ非常に有効な工法である。また、フランジ連結工法も、損傷が発生していないことから、有効な手法と考えられる¹⁾。

しかし、後で述べた3つの工法は、使用材料も多く、施工も繁雑である。阪神高速道路では、表1に示したように補修箇所が多く、対策を急ぐため、補強工法としては補剛材増厚工法を採用することにした。

補剛材増厚工法において、3、4章では解析における補剛材の応力を許容応力度以下におさえるため、補剛リブの厚さを現状の3倍にして解析により効果を確認し、溶接量も板厚にみあうサイズ(上縁部は完全溶け込み溶接)として、溶接施工試験、実橋での試験施工を行った。その際、溶接熱により主桁上フランジとRC床版との間にすき間が生じた。そこで、実橋での実測応力が解析値の約 $1/2 \sim 1/3$ であることを考慮して、熱変形を減少させるため以下の検討を行った。検討にあたって必要となる作用応力等については次のように仮定した。

仮定-1

補剛リブおよび垂直補剛材上縁の応力は、格点によって種々異なるが、簡単のために板厚9mmに対して、次の値とする。

横桁・対傾構部とも

現阪神公団標準橋梁(新規建設橋梁) 5.2 kg/mm^2

旧阪神公団標準橋梁(損傷橋梁) 14.8 kg/mm^2

この値は、実測値が解析値の $1/2 \sim 1/3$ 程度であることを考慮し、解析値の最大値の約 $1/2$ とした。

仮定-2

補剛リブおよび垂直補剛材の応力は、板厚

(t_r) に反比例するものとする。

$$\sigma = \sigma_0 \times (9/t_r) \dots\dots\dots (1)$$

σ ; 補剛材厚を t_r (mm) としたときの応力

仮定 - 3

旧阪神公団標準橋梁の供用開始後からわれ発生までの期間 T_c は 5 ~ 15 年とする。また、そのときの作用応力は仮定 - 1 のとおりとする。

仮定 - 4

補剛材の疲労強度曲線は、応力振幅 σ_c が T_c 年間繰り返し作用した結果、われが発生したものとして、次式で近似できるものとする。

$$\log \sigma = \log \sigma_c + (1/m)(\log T_c - \log T) \dots (2)$$

σ ; 補剛材応力

T ; 疲労寿命年数

m ; 疲労強度曲線の傾きを表す係数で、

$m = 3.0, 4.0, 5.56$ とする。

(1)式を(2)式に代入して、(3)式が得られる。

$$t_r = 9 \times (T/T_c)^{1/m} \times (\sigma_0/\sigma_c) \dots (3)$$

これらの仮定のもとに、旧阪神公団標準橋梁、現阪神公団標準橋梁について、所要補剛材厚、溶接サイズについて計算した。

旧阪神公団標準橋梁の場合、 $\sigma_0 = \sigma_c$ であるから、(3)式より t_r と T との間には(4)式のような関係が成り立つ。

$$t_r = 9 \times (T/T_c)^{1/m} \dots\dots\dots (4)$$

(4)式を図示すると図-15のようになる。

橋梁の全寿命を50年と考えると、損傷橋梁

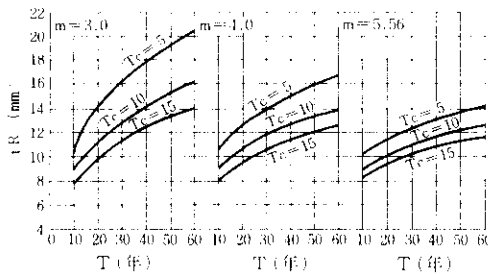


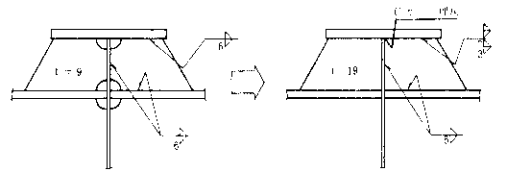
図-15 補剛材厚と疲労寿命 (損傷橋梁)

で後35~45年間、この種のわれ発生を防止しなければならない。われの発生時期は明確ではないが、5年とすると、 $m = 3$ を用いたとしても、図-15より、補剛材の厚さは19mmあればよいこととなる。

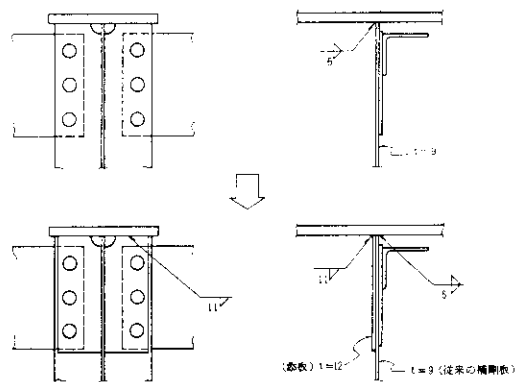
そこで、補修方法は、われをはつり取って再溶接した後、横桁部は補剛リブを19mmに取り替え、また、垂直補剛材部は、施工性を考慮して、元の9mmの板に12mmの板を取り付けることにした。

溶接サイズについては、一般に補剛材厚の1.4倍の断面を確保すれば、のど断面われと止端われとが釣り合うといわれている。しかし、上記で設定した疲労寿命曲線は、これらを区別せずに損傷の発生時期を仮定して設定したものである。したがって、この意味で、補剛材の厚さと同等ののど断面を確保すればよいことになる。

このような考えに従って設計した補修・補強方法の案を図-16に示す。この検討により、溶接量を大幅に減らすことができ、熱による変形を防ぐことが期待できる。



(a) 横桁部



(b) 対傾構部

図-16 損傷橋梁補剛材の補修・補強方法案

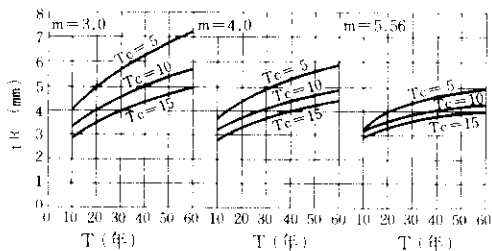


図-17 補剛材厚と疲労寿命（新設橋梁）

現阪神公団標準橋梁の場合には、仮定-1を(3)式に代入して、(5)式が得られる。

$$tr = 9 \times (5.2/14.8) \times (T/T_c)^{1/m}$$

$$= \{9 \times (T/T_c)^{1/m}\} \times 0.35 \dots\dots (5)$$

すなわち、(4)式で得られた値を0.35倍した値となる。(5)式を図示すると図-17のようになる。

2, 3章でみたように、現阪神公団標準橋梁では、床版支間の短縮、床版厚の増により、この部分に働く応力は大幅に改善されており、特に補強の必要は認められない。しかし、安全側を考慮して、補剛リブ、垂直補剛材とも板厚を12mm、溶接サイズを8mmとし、さらにスカーラップをなくすことにした。この補強案を図-18に示す。

あとがき

鋼I桁の主桁と横桁あるいは対傾構との取り合い部に生じた疲労損傷について発生要因、損傷橋梁および新規建設橋梁への対応に関する約3年にわたる工務部および保全施設部での検討結果を報告した。今後は、道路橋においても疲労設計の必要性が痛感されるところである。

最後になりましたが、本検討にあたってご指導を戴いた阪神高速道路公団技術審議会鋼構造分科会（委員長 小西京都大名名誉教授、主査 小松大阪大名名誉教授）、鋼橋の補修に関する調査研究委員会（委員長 西村神戸大教授）および鋼構造物設計委員会（委員長 西村神戸大教授）の委員各位に深謝します。

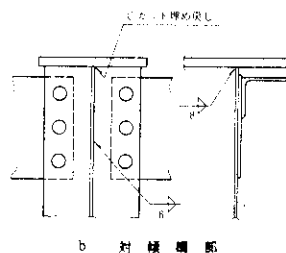
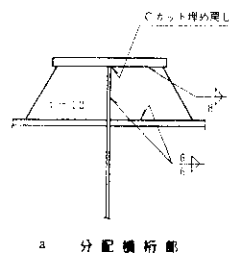


図-18 新設橋梁における補剛材の改善案

参考文献

- 1) 西川 和廣：プレートガーダー橋の疲労損傷例 道路1985, 7
- 2) 日本鋼構造協会疲労設計指針・同解説（案） JSSC, Vol 10, No. 101, 1974. 5
- 3) 鋼鉄道橋設計標準・解説 土木学会
- 4) BS5400 Part10 (code of practice for fatigue) British Standard Institution 1980.