

## 鋼製橋脚隅角部の損傷における板組み構造と損傷頻度要因分析検討

保全施設部 保全技術課 高 田 佳 彦  
保全施設部 保全技術課 流 田 寛 之

### 要 旨

鋼製橋脚隅角部に、平成 14 年度の阪神高速道路全路線における一斉点検で 141 基の損傷が発見された。現在、一斉点検結果に基づき詳細調査および補修・補強を行っている。本文は、一斉点検結果を整理・分析し、板組構造に着目して、損傷発生率から損傷要因分析を行った。あわせて、補修補強工事に伴う詳細調査において、き裂の深さを把握するための研削調査を行っており、その結果から、特に留意すべき損傷事例を紹介する。

キーワード：鋼製橋脚隅角部、疲労損傷、き裂、板組み、不溶着部

### はじめに

都市高速道路は、限られた都市空間を有効に活用し、橋脚配置や上部工の荷重制限等をクリアするため、様々な工夫を行い技術開発を進め、制約に応じた最適な構造を選定しており、鋼製橋脚が多く採用されている。

都市内高速道路は、都市内の莫大な交通を処理し、大型車の割合も高く、建設当時の想定を超える交通量の増大と車両の大型化に伴い、疲労に対して過酷な状況にさらされている。

鋼製橋脚隅角部は、梁および柱のフランジやウェブの鋼板が組合わされ、溶接線が複雑に交差し、また狭隘な空間で溶接施工が難しく不連続部が生じやすい。建設当時は、現在の知見に照らし合せると、疲労損傷に対して十分な配慮を行っていたとは言えず、部分溶け込み溶接を採用し、溶接ビードの溶け込みが不完全な不溶着部が存在する。

鋼製橋脚隅角部の疲労損傷は、神戸線の T 型単柱において昭和 57 年 9 月に初めて発見され、同年度に補強が行われている<sup>1)</sup>。その後、平成 10 年

度に守口線及び池田線において延長 100 mm を越すき裂が隅角部に発見され補強が行われている。平成 14 年度には阪神高速道路全路線において、隅角部を有する鋼製橋脚 1,199 基全数を対象に調査が行われ（以下、「一斉点検」という）、141 基に損傷が発見された。現在、一斉点検結果に基づき、鋭意詳細調査、補修・補強を進めている。補修補強においては、発生したき裂を分析し、構造特性との相関を明らかにすることが不可欠である。隅角部のき裂はほぼ例外なく溶接金属内に発生しており、今のところ母材にいたるケースはほとんどないことから、溶接品質および溶接線を構成する板組みもき裂損傷に影響を与える要因のひとつと考えられる。

本文は、一斉点検結果を整理・分析し、板組構造に着目して、損傷発生率から損傷要因分析を行った。あわせて、補修補強工事に伴う詳細調査において、き裂の深さを把握するための研削調査を行っており、その結果から、特に留意すべき損傷事例を紹介する。

# 1. 板組み構造による損傷要因分析

## 1-1 一斉点検結果

一斉点検は、阪神高速道路全ての鋼製橋脚について、隅角部を有する鋼製橋脚 1,199 基（隅角部数 11,527 箇所）全箇所を対象に、平成 14 年度に実施した<sup>2)</sup>。一斉点検の結果、全鋼製橋脚(1199 基)の 12%の 141 基に損傷が発見された。表-1 に点検結果を示す。発見された損傷について、次のように損傷度に応じて 4 種に分類し、判定ランクにより評価することとした。

- A ランク：引張領域の隅角部端部（溶接線の 3 線交差部付近）に概ね 100 mm 以上の損傷が確認されたもの
- B ランク：隅角部端部に 30mm 以上の損傷が確認されたもの
- C-1 ランク：隅角部端部に 30mm 未満の損傷が確認されたもの
- C-2 ランク：隅角部端部以外に確認された損傷および表面傷

表-1 一斉点検結果

路線名	隅角部を有する鋼製橋脚数	損傷なし	損傷あり	判定ランク			
				A	B	C-1	C-2
				141			
合計	1199	1058	141	4	29	44	64
1 環状線	29	28	1		1		
2 池田線	56	44	12	3	6	2	1
3 守口線	13	9	4		2	1	1
4 森小路線	5		5				5
5 東大阪線	174	166	8				8
6 松原線	17	16	1				1
7 堺線	64	59	5			2	3
8 西大阪線	11	11					
9 大阪港線	70	67	3			1	2
10 淀川左岸線	15	15					
11 神戸線(大阪)	47	41	6	1	1		4
12 神戸線(兵庫)	190	154	36		9	10	17
13 湾岸線(大阪)	361	312	49		7	23	19
14 湾岸線(兵庫)	146	135	11		3	5	3
15 北神戸線	1	1					

## 1-2 板組み構造による損傷要因分析の目的

損傷箇所の補修・補強および継続的な監視を行っていく上で、一斉点検結果を取りまとめて損傷要因を解明することは不可欠である。首都高速道路公団においても、鋼製橋脚隅角部の疲労損傷分析が精力的に行われており、板組と疲労き裂パタ

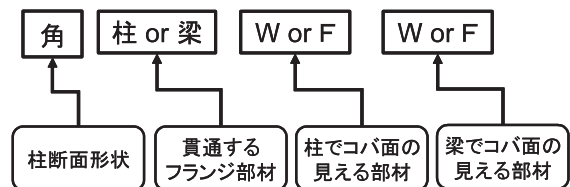
ーンの関係について分析し、この種の疲労損傷解明に有用なアプローチを示している<sup>3)</sup>。

阪神高速道路の隅角部き裂損傷の原因解明を目的に、損傷要因分析を行った。一斉点検結果および現在鋭意実施している詳細調査結果を整理し、損傷発生率と隅角部構造の相関に着目し、板組み構造による損傷要因を分析した。

## 1-3 代表的な板組み構造とその溶接特性

隅角部の板組み構造は、断面形状により矩形断面橋脚（角柱）と円形断面橋脚（円柱）とに大別し、柱および梁を構成するフランジ部材（F）、ウェブ部材（W）の組み合わせにより図-1 のように分類した。

### (1) 矩形断面の板組



### (2) 円形断面等の板組

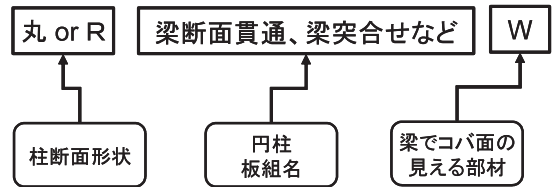


図-1 隅角部板組み構造の分類記号

### (1) 角柱

角柱の板組み構造を大別すると、角柱・角梁においてはそれぞれ 4 タイプ（WW, WF, FW, FF）に分類される。

以下に代表的な板組み構造の一部として、図-2 に角柱 WW タイプ、図-3 に角柱 WF タイプ、図-4 に角柱 F F タイプをそれぞれ紹介する。

各タイプの角柱共、溶接線の 3 線交差部におけるフランジやウェブの板組関係とルートフェイスにより、溶接の不溶着部が発生する原因となる構造を有する。

角柱 WW の板組みではフランジの十字継手溶接および柱・梁の角溶接の 3 溶接線が交差する隅角コーナー部は、三角柱状の溶接困難部（Δゾーン）

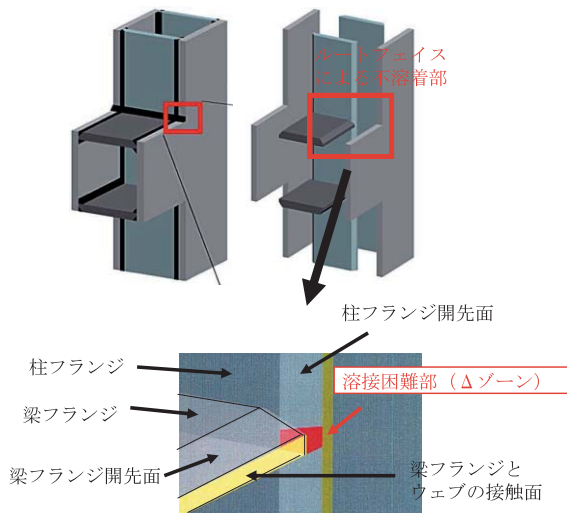


図-2 角柱WW板組み構造図

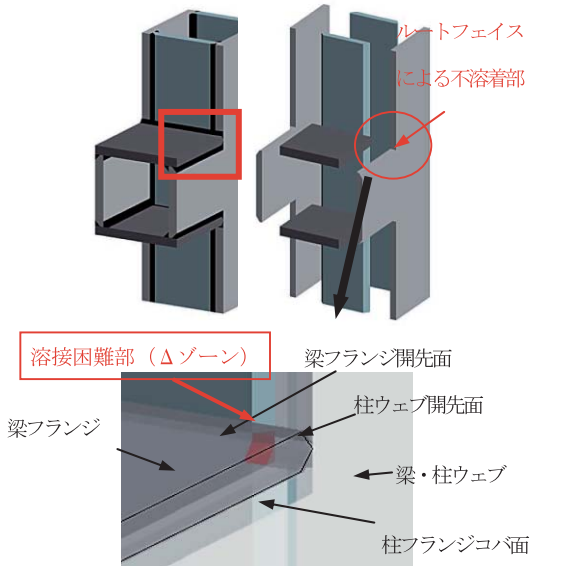


図-3 角柱WF板組み構造図

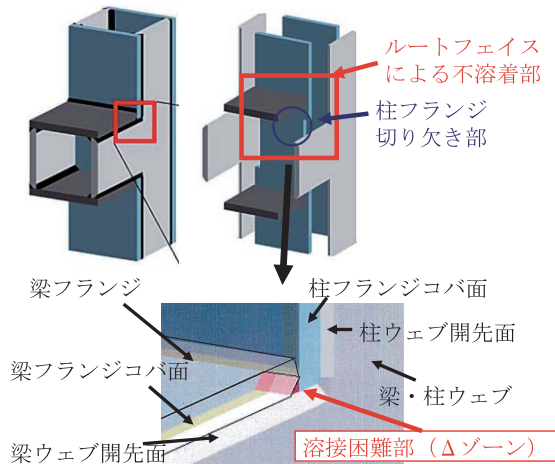


図-4 角柱FF板組み構造図

が存在する。

角柱WFの板組みは、WWと同じΔゾーンの存

在の他に、柱ウェブと梁フランジコバ面が突き合う構造となっており、その下面は溶接の施工できないΔゾーンが発生する。

角柱FFの板組みも、3溶接線が交差するΔゾーンに加え、梁のウェブコバ面が梁フランジで覆われるため、梁フランジ端部下面が溶接困難部となる。また、柱フランジ切り欠き部は開先が設けられていないため、鋼材接触面が不溶着として残る。これらのことが、板組みの違いによる損傷発生率の違いの要因の1つとして推定される。

## (2) 円柱、他

円柱の板組み構造は、柱に対して梁部材を貫通させるか、突合わせて溶接接合するかで分類される。さらに、梁部材の柱への貫通として、梁断面全体を貫通させるか、梁ウェブだけを貫通させるか、柱ウェブを貫通させるかなどのパターンにより分類される。

さらに、阪神高速道路特有のR柱の板組み構造がある。R柱とは、景観上の配慮から柱の角に曲率を有しており、梁との交差部はカバプレートを設置している。

図-5に丸梁断面貫通Wの板組み、図-6にR柱であるR梁ウェブ貫通Wをそれぞれ紹介する。

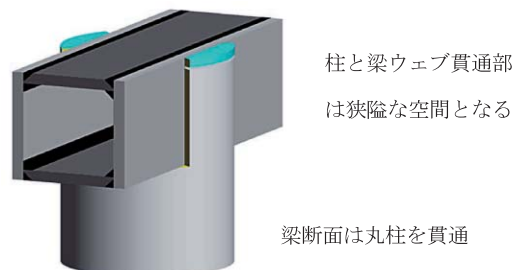


図-5 丸梁断面貫通W板組み構造図

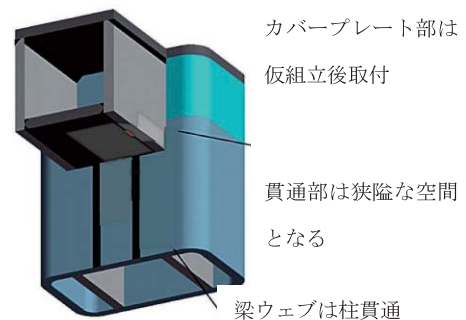


図-6 R梁ウェブ貫通W板組み構造図

## 2. 一斉点検結果の分析

### 2-1 板組みによる損傷率

#### (1) 角柱

先に述べた板組み構造別の損傷率を表-2に、主要板組み構造の損傷発生率のグラフを図-7に、および板組み構造の判定ランクを図-8にそれぞれ示す。

鋼製橋脚隅角部においては、WW構造が総橋脚数の60%以上(800基/1,199基)を占めるが、橋脚損傷率は約10%程度となっている。

角柱FF及び角梁FFの構造を有する橋脚の橋脚損傷率は30%と非常に高い状況にある。これらは、板組み構造において述べた溶接困難部が角柱WWに比べ複雑な構造であることから、損傷率が高くなる傾向にあると推定される。さらに図-8より、Aランク4基中3基が角梁FFであり、損傷の判定ランクが高い傾向にある。また、文献3)から首都高速道路においてもFFタイプの隅角部損傷率は18%あり他の板組みと比べて損傷率が高い。

角梁FWは、4基中3基が損傷しているが、このうち2基は文献1)の損傷橋脚であり、隅角部に補強した三角リブの先端から新たにき裂が発生したものである。補強に伴う剛性の変化により応力場が変り、新たな応力集中の発現によりき裂が発生したもので、疲労損傷の対策の難しさを物語っている。

#### (2) 円柱、その他

円柱においては、表-2より、丸梁突合せFが全円柱橋脚数の50%程度(97基/187基)あるが、橋脚損傷率は約4%程度に留まっている。ただ、丸梁突合せ構造は、橋脚損傷率および隅角部損傷率とも低いものの、4.詳細調査で述べるように、柱と梁ウェブの溶接ビード不溶着に沿ってき裂が大きく進展している事例が発見されており、頻度は低いものの、甚大な損傷に至る危険性がある。

一方、丸梁断面貫通Fにおける損傷率は35%以上と高く、貫通構造特有の損傷状況にある。

円柱は、隅角部損傷率に比べて橋脚損傷率が高

いことから、特定の構造の隅角部に損傷が集中していると推定される。

R柱のR梁ウェブ貫通Wタイプの橋脚数は27橋脚(全橋脚数の2%程度)と少ないが、橋脚損傷率は約18%程度あり、損傷原因に板組み、貫通構造等の構造上の問題点が考えられる。

表-2 板組みによる損傷発生率

板組み構造分類	橋脚単位			隅角部単位		
	各板組みを多く有する橋脚数	損傷橋脚数(基数)	橋脚損傷率	隅角部箇所数	隅角部損傷数	隅角部損傷率
角柱WW	735	72	9.8%	6464	125	1.9%
角梁WW	65	14	21.5%	668	17	2.5%
WW小計	800	86	10.8%	7132	142	2.0%
角柱WF	34	4	11.8%	214	7	3.3%
角柱FF	6	0	0.0%	168	0	0.0%
角梁FF	3	0	0.0%	100	0	0.0%
角梁FW	4	3	75.0%	16	7	43.8%
FW・WF小計	47	7	14.9%	498	14	2.8%
角柱F	21	9	42.9%	177	34	19.2%
角梁FF	61	16	26.2%	578	65	11.2%
FF小計	82	25	30.5%	755	99	13.1%
角柱その他	18	3	16.7%	547	6	1.1%
角柱小計	947	121	12.8%	8924	261	2.9%
丸梁断面貫通F	8	3	37.5%	75	6	8.0%
丸梁断面貫通W	5	1	20.0%	44	1	2.3%
丸梁突合せF	97	4	4.1%	1020	4	0.4%
丸梁突合せW	47	4	8.5%	538	5	0.9%
円柱・その他	30	1	3.3%	265	10	3.8%
円柱小計	187	13	7.0%	1942	26	1.3%
R梁ウェブ貫通W	27	5	18.5%	144	6	4.2%
R柱WF	2	1	50.0%	10	1	10.0%
R柱・その他	29	1	3.4%	178	1	0.6%
その他板組み	7	0	0.0%	329	5	1.5%
R柱、その他小計	65	7	10.8%	661	13	2.0%
合計	1199	141	11.8%	11527	300	2.6%

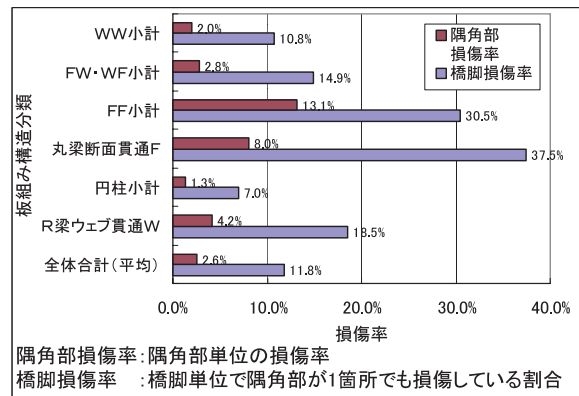


図-7 主要板組み構造の損傷発生率

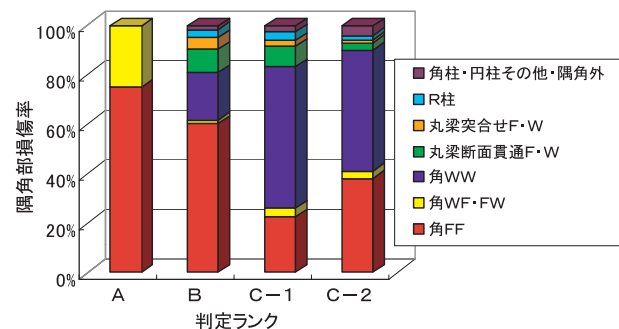


図-8 板組み構造の判定ランク

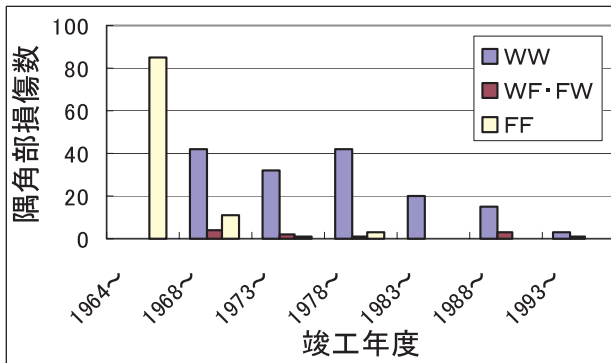


## 2-2 隅角部損傷と竣工年度

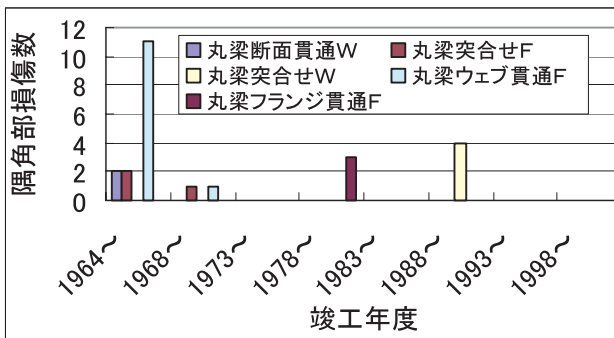
損傷橋脚の竣工時期と隅角部の損傷傾向を把握するため、竣工年度と隅角部損傷数の関係を図-9に示す。

角柱は、1970年以前のFFの損傷が突出しており、竣工が古いほど損傷数が高い傾向にある。阪神高速道路の板組みの変遷は、当初FFが中心でそれ以降、WF、現在標準図<sup>4)</sup>採用されているWに至っており、損傷数の推移もその傾向が認められる。FFに損傷数が多いのは竣工年度にも影響があると考えられる。

円柱は、設置数・損傷数ともに少なく明確な傾向は認められないが、1970年以前の竣工に損傷が集中している。



(1) 角柱



(2) 円柱

図-9 竣工年度別隅角部損傷数

## 3. き裂分類によるき裂パターン

### 3-1 き裂パターンの分類

一斉点検結果における主要なき裂パターンを表-3に示す。

3 溶接線交差部は応力集中部に位置し、不溶着

部や溶接きずが内在した場合、これを起点としてき裂が発生・進展する可能性が高い。よって、 $\Delta$ ゾーンにおけるき裂 ( $\Delta$ -角溶接・ $\Delta$ -WEB側・ $\Delta$ -FLG側) は、板組みと開先形状とにより、不溶着部を起点としてき裂がビード表面に達したと考えられる。

表-3 き裂パターン

呼称	き裂状況
①角溶接	柱梁の角溶接のき裂
②ウェブコバ余盛	ウェブのコバにのった余盛に発生しているき裂
③ $\Delta$ -角溶接部	$\Delta$ ゾーンから角溶接に進展しているき裂
④ $\Delta$ -WEB側	$\Delta$ ゾーンからウェブ側溶接ビード表面に現れたき裂
⑤ $\Delta$ -FLG側	$\Delta$ ゾーンからフランジ側溶接ビード表面前面に現れたき裂
⑥前面止端側	梁柱フランジ溶接の止端側に発生したき裂
⑦前面ビード中央	梁柱フランジ溶接の中央に発生したき裂
⑧菱形ゾーン	円柱橋脚のウェブ貫通部の菱形ゾーンに発生しているき裂
⑬板コバラメラテア	母材に発生しているラメラテア
⑭梁WEB	円柱と梁ウェブ突合せ部に発生しているき裂
⑮WEBスロット	円柱、R柱の梁ウェブ貫通部に発生しているき裂
⑯十字溶接部	R柱における柱フランジと梁フランジの十字溶接継手部を起点としているき裂

### 3-2 角柱

角柱WWタイプにおけるき裂分類グラフを図-10に示す。⑤ $\Delta$ -FLG側のき裂発生数が最も多く、①角溶接、⑥前面止端側、③ $\Delta$ -角溶接部と続いており、さらに②ウェブコバ余盛、⑬板コバラメラテアも発生している。

角柱WWのき裂パターンごとの平均き裂長を図-11に示す。平均き裂長は、⑥前面止端側のき裂長が突出しており、次に⑬板コバラメラテアと続いている。図-10に示すように、⑤ $\Delta$ -FLG側など $\Delta$ ゾーンにおけるき裂は、発生数が多いがき裂長は短い傾向にある。反対に、⑥前面止端側など柱フランジと梁フランジとの溶接ビード沿いのき裂は発生数に比べき裂長は長い傾向にある。このき裂は、製作時の溶接部低温割れや融合不良により発生することが多い。ただ、供用後疲労によりき裂が進展したかは判断できない。また、WWタイプでは、他の板組みよりラメラテアの発生率が高い。これは、昭和50年頃から使われだした高張力鋼の使用割合が高いこと、および、相対的に断面

が大きく鋼板の板厚が厚いことが影響していると考えられる。

角柱WFタイプでは、図-12のように、⑤Δ-FLG側のき裂発生数が最も多く、④Δ-WEB側、⑦前面ビード中央がこれに続いている。

これに対し、図-13に示す角柱FFタイプでは⑤Δ-FLG側のき裂発生数が顕著であることに加え、④Δ-WEB側、③Δ-角溶接のき裂発生数が多く、Δゾーンに9割以上の損傷が集中している。文献3)から首都高速においても同様に、9割弱がΔゾーンからのき裂であり、Δゾーンでのき裂発生が顕著である。

図-14に示す平均き裂長では、⑦前面ビード中央が顕著であり、前面ビードに発生するき裂長が長くなる傾向は、WWタイプと同様である。ただ、大きく違うことは、写真-1に示すようにΔゾーンから発生したき裂がウェブ側とフランジ側でつながっていることが多い。また、平均き裂長はWWタイプより小さいものの、Δゾーンでのき裂は長い傾向にある。

FFタイプでは、Δゾーンに発生しているき裂は、発生数、平均き裂長とも顕著であり、3溶接線交差部を起点に発生したき裂が支配的であると考えられる。

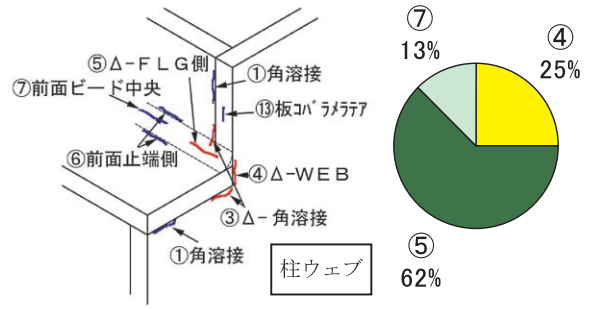


図-12 角(柱・梁)WFき裂パターン

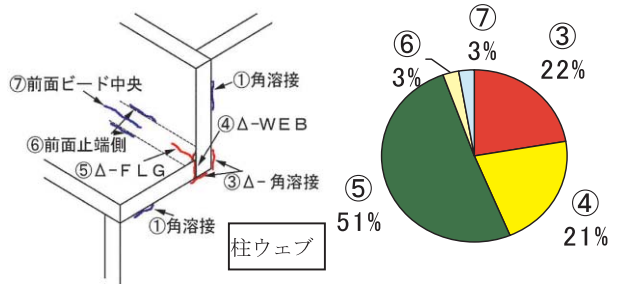


図-13 角(柱・梁)FFき裂パターン

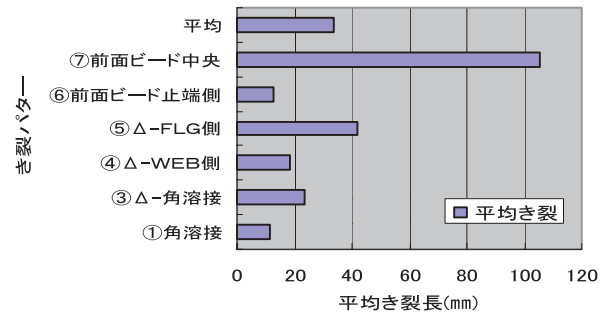


図-14 角(柱・梁)FF平均き裂長

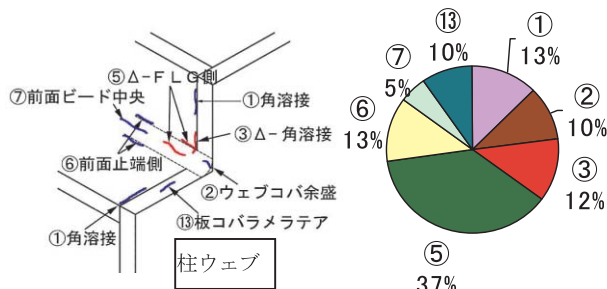


図-10 角(柱・梁)WWき裂パターン

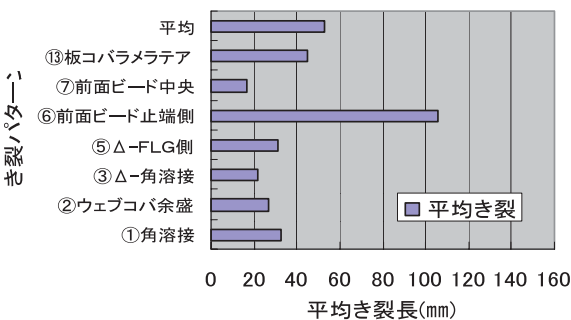


図-11 角(柱・梁)WW平均き裂長



写真-1 角梁FF隅角部におけるき裂状況例

### 3-3 円柱、他

丸梁断面貫通Fタイプにおけるき裂パターンおよび、き裂分類グラフを図-15に示す。④Δ-WEB側のき裂発生数が顕著であり、⑤Δ-FLG側、⑥前面止端側にもき裂が発生している。梁ウェブが円柱を貫通する構造であるため、梁ウェブと円柱

の交差角や貫通部スカーラップが溶接構造上の弱点となり損傷発生に起因することが考えられる。

丸梁突合せFのき裂パターンを図-16に示す。図のように、き裂パターンは、④Δ-WEB側と⑭梁WEBで占められている。円柱と梁ウェブとの突合せ溶接は、T継手となり、円柱の径に対して梁のフランジ幅が相対的に大きいと、鋭角側が狭隘となり溶接施工が難しく、溶け込み不良が生じやすい。さらに、円柱と梁ウェブとは交角が生じ、梁ウェブとのルート間隔や開先精度の確保の難易度とあいまって、不溶着が発生する可能性が高い。

R梁ウェブ貫通Wタイプでは、図-17に示すように、損傷発生は⑧菱形ゾーン、⑤Δ-FLG側、および、⑮WEBスロットに集中しており、丸梁ウェブ貫通Fタイプと同様に貫通構造特有の損傷状況にあると考えられる。

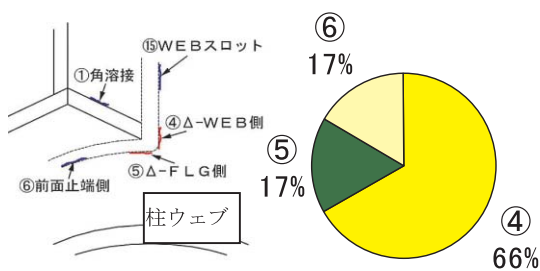


図-15 丸梁断面貫通Fき裂パターン

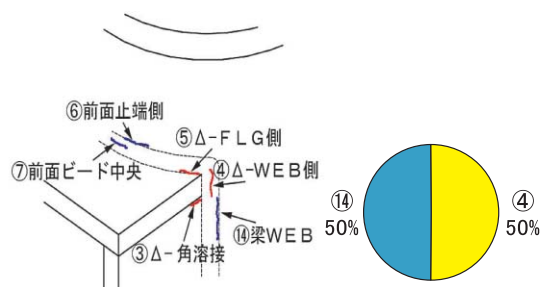


図-16 丸梁突合せFき裂パターン

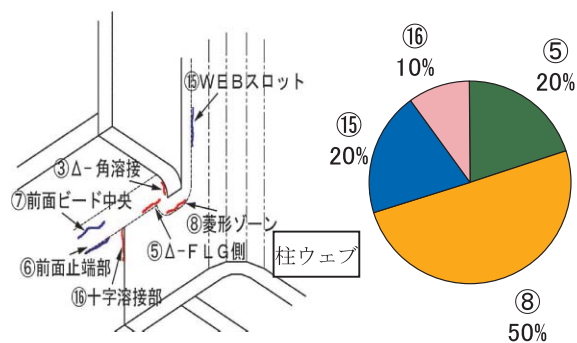


図-17 R梁ウェブ貫通Wき裂パターン

## 4. 詳細調査

### 4-1 き裂研削調査の目的

き裂が鋼製橋脚の安全性に与える影響を評価するには、き裂深さの把握は不可欠である。ルートフェイスの不溶着部が起点となって発生するき裂の場合、表面に現れるき裂に加えて、溶接ビード内部で潜在していることが予想される。き裂深さを調査するには、UT（超音波探傷試験）は有効な方法であるが、Δゾーン付近では音波が干渉して検出精度が低く信頼性に課題がある。Δゾーンから離れた十字継手断面においても不溶着部が存在すると、UTでは検出された欠陥がき裂か不溶着部かの判別が困難な場合がある。

一方、き裂の補修に当たり、構造物に有害なき裂は可能な限り除去することが望ましい。き裂を全長にわたって完全に除去できない場合でも、き裂の先端部を円錐状に研削することにより、き裂の進展を防止することが可能である。研削は、き裂調査に加えて、き裂処置の目的も併せ持っている。

研削調査の結果から、隅角部の角溶接部や溶接ビード止端部に見られるき裂は、研削実施により消失する場合が少なくなく、その場合推定される原因としては製作時の溶接部低温割れが考えられる。また、一部に溶着金属に内在する溶接きず（ブローホール・スラグ巻込等）が原因となり溶接ビード表面にき裂が進展したのが見られる。

ただ、研削調査から甚大な損傷も見つかっており、その中からき裂が鋼製橋脚の安全性に影響を及していると考えられる損傷事例を紹介する。



#### 4-2 角柱：角柱FF

隅角部の溶接部に発生していたき裂について、鋼製橋脚内面からの調査により溶接ビード貫通き裂であることが判明した。対象となる橋脚は、昭和39年10月に竣工した角柱FFである。着目している隅角部の板組み構造およびき裂発生状況を図-18に示す。

柱ウェブと、柱フランジおよび梁フランジの3溶接線の交差部を起点としてき裂が生じており(写真-2)、柱フランジの溶接部から止端部を廻り、写真-3に示すように柱フランジと梁フランジの溶接ビードに沿って進展している。このき裂モードは、図-13に前述したようにFFタイプで最も発生頻度の高い、代表的なものである。

一斉点検において判定ランクはBとなっていた。

詳細調査時に梁部内面を点検した結果、柱フランジと梁フランジの溶接部にき裂が発見された。

写真-4に発生箇所を、写真-5にき裂状況を示す。き裂は、3溶接線交差部のΔゾーンに存在する不溶着部を起点に進展したと考えられる。き裂先端近傍の溶接断面は、図-19のように、ダイヤフラム板厚 $t=24\text{ mm}$ に対して、6mmのルートフェイスが存在していた。

き裂先端の研削調査の結果、溶接ビード内の外面および内面のき裂はルートフェイスの不溶着部に達しており、ビード貫通き裂であった。

なお、外面のき裂は、一斉点検後の約2年間では、進展はなかった。

補強は、梁-柱ウェブ隅角部にあて板の設置ほか、梁フランジと柱フランジとをブックエンド補強(鋼材での剛結)を考えている。

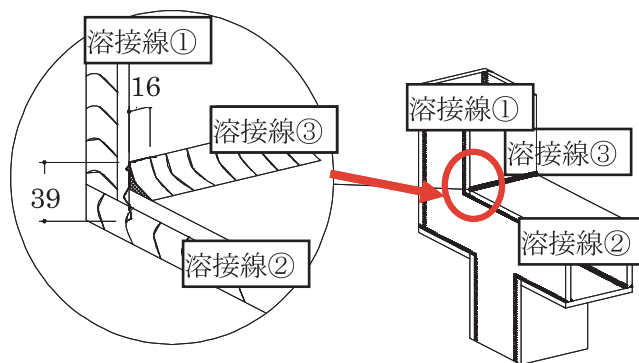


図-18 板組み構造およびき裂発生状況



写真-2 3溶接線交差部柱ウェブ側き裂発生状況

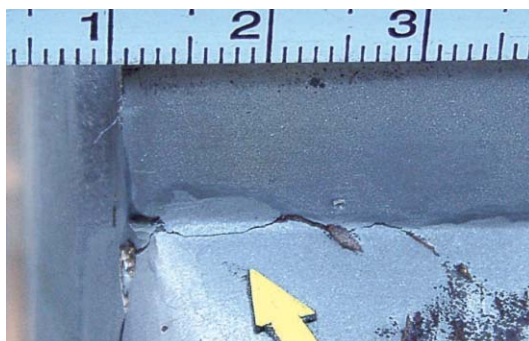


写真-3 フランジ溶接線損傷状況(MT試験結果)



写真-4 橋脚内面き裂発生位置



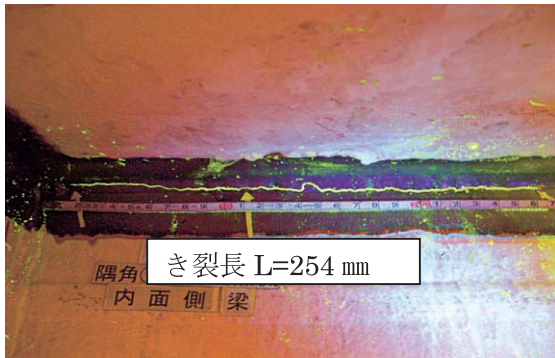


写真-5 鋼製橋脚内面側き裂発生状況

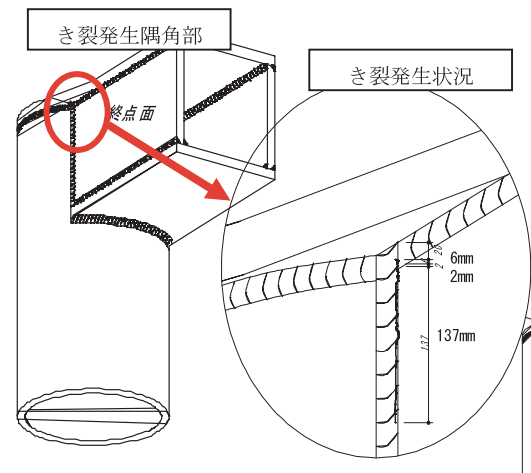


図-20 構造一般図およびき裂発生状況

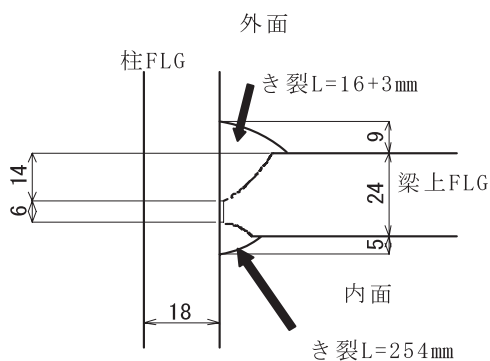


図-19 き裂発生溶接断面

#### 4-3 円柱：丸梁突合せF

丸梁突合せFタイプの円柱において、柱と梁ウェブとの溶接部に、大規模なき裂および溶接欠陥が発見された。

対象である橋脚は、昭和41年11月竣工で、図-20のように梁のウェブと下フランジが丸柱に溶接にて突合せた構造であり、上フランジは $t=25\text{mm}$ の鋼板が1枚通った形状で構成されている。円柱と梁ウェブとの突合わせ溶接は、外面側からの片側溶接で、梁の内面側は裏当て材を用いている。

一斉点検において、円柱と梁ウェブと梁上フランジの3溶接線交差部の $\Delta$ ゾーン近傍において、き裂が発見された。

き裂は、円柱と梁ウェブとの溶接ビードの止端部に発生しており、その片端は、3溶接線交差部の下方にあり、き裂長は $L=137\text{mm}$ である(写真-6)。UTにより、表面き裂深さは約 $8\text{mm}$ と推定され、溶着金属内に不溶着部分の内在が予想された。

詳細調査において、き裂先端から研削調査を行

った。研削深さ $d=3\text{mm}$ の位置では、き裂が上方に伸びていることが確認された。研削深さ $d=11\text{mm}$ では、ブローホールなどの内部介在物による不溶着部を確認できた。また、不溶着部から発生したと思われる内在き裂が確認された。内部き裂が消失するまで研削を続けると、深さ $d=15\text{mm}$ で、き裂の先端は、3溶接線交差部の $\Delta$ ゾーンに存在する空洞部に到達した(写真-7)。

次に、一斉点検で表面き裂が確認されなかった溶接部においても、超音波探傷試験を実施した。

その結果、上記き裂が発生していた溶接線の梁高さ中間付近において、深さ $d=6\text{mm}$ の位置で不溶着と推定されるエコーが確認された。溶接内部状況を確認するために、研削を実施した結果、超音波探傷試験結果が示すように深さ $d=6.5\text{mm}$ において不溶着部と内部き裂を確認した(写真-8)。

これらの結果から、柱梁ウェブの縦溶接線の広範囲にわたり不溶着部があることが推定された。研削調査およびUTによる推定溶接断面を図-21に示す。

梁ウェブは自然開先のI型形状で裏当て材を用いており、溶着金属が十分廻っておらず、空洞部の不溶着部を起点にき裂が発生したと考えられる。

梁ウェブと円柱の突合わせ溶接は、交角が生じ溶接品質の確保の難易度が高く、その上、裏当て材により溶け込み不足が生じたことから、溶接品質上好ましくないディテールの存在を十分把握し、調査点検を行う必要がある。

なお、外面のき裂は、一斉点検後の約2年間では、進展はなかった。

補強は、梁ウェブに作用するせん断力の支持を目的に、損傷している円柱と梁ウェブの溶接部の強度を無視しても、梁部の支持が可能な強度を有するあて板を、円柱と梁部とに設置することを考えている。

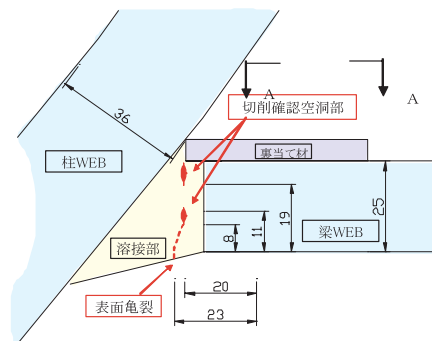


図-21 き裂発生箇所推定断面

## 5. おわりに

鋼製橋脚隅角部一斉点検およびその後の詳細調査で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 角柱の板組みでは、FFタイプの鋼製脚損傷率はWWタイプの3倍程度となっており、隅角部損傷率、および、損傷の判定ランクも高い傾向にある。また、 $\Delta$ ゾーンに発生する平均き裂は長い傾向にある。FFタイプでは、 $\Delta$ ゾーンに発生しているき裂は、発生数、平均き裂長とも顕著であり、3溶接線交差部を起点に発生したき裂が支配的である。さらに、 $\Delta$ ゾーンから発生したき裂がウェブ側とフランジ側でつながっていることが多い。
- (2) WWタイプは、角柱の中では、橋脚損傷率、隅角部損傷率とも低いですが平均き裂長は長い。しかし、 $\Delta$ ゾーンにおけるき裂発生率は高く、き裂長は短い傾向にある。平均き裂長を押し上げているのは、柱フランジと梁フランジとの溶接ビード沿いのき裂が支配的であるからである。このき裂は、製作時の溶接部低温割れや融合不良により発生することが知られている。ただ、供用後疲労によりき裂が進展したかは判断できない。
- (3) 円柱における丸梁断面貫通FやR柱は、橋脚損傷発生率が高い。これは梁貫通部がき裂の発生点となることが多く、貫通部固有の応力集中と板組み精度が原因となっている。
- (4) 丸梁突合せ構造は、損傷発生率は低いものの、柱と梁ウェブの溶接ビードに沿ってき裂が大

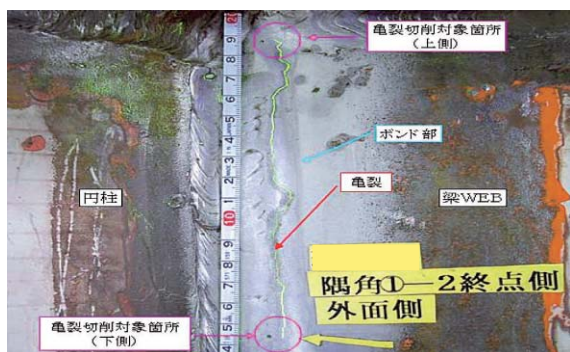


写真-6 き裂発生状況

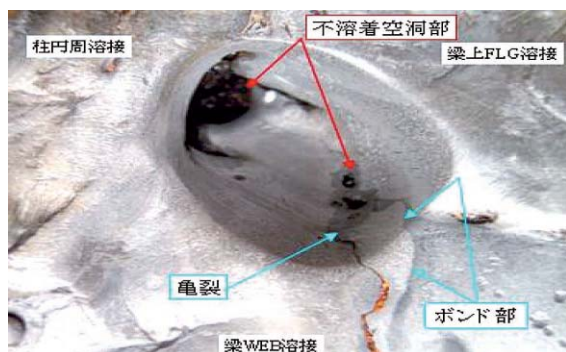


写真-7 き裂先端研削深さ d=15mm

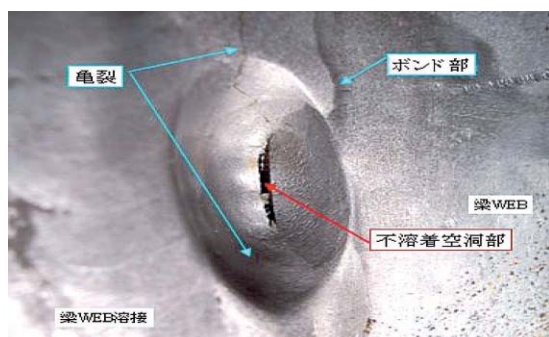


写真-8 表面き裂不溶着部発生箇所の研削調査結果 (研削深さ d=6.5mm)

きく進展している事例が発見されている。

- (5) FFタイプ、貫通部を有する隅角部など損傷発生率が高い構造、および、丸梁突合せ構造など溶接の品質確保が困難な隅角部を有する鋼製橋脚は、今後適切な管理手法を検討し、入念な監視が必要である。
- (6) 研削調査の結果から、隅角部に発生している角溶接部や溶接ビード止端部に見られるき裂は、研削実施により消失する 경우가少なくなく、その場合推定される原因としては製作時の溶接部低温割れが考えられる。また、一部に溶着金属に内在する溶接きず（ブローホール・スラグ巻込等）が原因となり溶接ビード表面にき裂が進展したのが見られる。
- (7) ただ、研削調査から、き裂が鋼製橋脚の安全性に影響を及すと考えられる甚大な損傷も見つかっており、溶接品質上好ましくないディテールの存在を十分把握し、調査点検を行う必要がある。
- (8) 隅角部に作用する活荷重応力が低くても、き裂先端は高い応力レベルにあり、補修鋼板設置と併用してき裂先端除去を行う必要がある。
- (9) 詳細調査および補修補強の完了した鋼製橋脚

は、今後監視段階に移行するが、適切な時期と手法により、き裂の再発・進展を管理し、安全性を継続的に確認しておく必要がある。

#### 謝辞

現在、鋼製橋脚隅角部の詳細調査、補修補強設計に取り組んでおり、その実施に際し多大なご指導を頂いた「鋼製橋脚隅角部の補修補強に関する検討会」（顧問：堀川浩甫大阪大学名誉教授）の関係各位に厚くお礼を申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 今井宏典，山崎鷹生，藤野勘滋，水元義久：鋼構造物の変状と損傷，橋梁と基礎，1983.8
- 2) 山口良弘，南莊淳，吉原聡：鋼製橋脚隅角部き裂確認要領の作成と臨時点検，阪神高速道路公団技報第21号，P14-20，2003
- 3) 三木千寿，平林泰明，時田英夫，小西拓洋，柳沼安俊：鋼製橋脚隅角部の板組構成と疲労き裂モード，土木学会論文集，No.745/I-65，105-119，2003.10
- 4) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集，1991.4

## BEAM-TO-COLUMN CONNECTION DETAILS OF STEEL PIERS AND ANALYSIS OF THE CAUSE OF DAMAGE

Yoshihiko takada and Hiroyuki Nagareta

As a result of the special inspection on beam-to-column connection in the all 1199 steel piers on all Hanshin Expressway, 2002, cracks were found in 141 piers.

Now we are investigating and repairing damaged piers by the result of the special inspection. In this paper, we analyzed the result of the special inspection each beam-to-column connection details and introduced some characteristic damage.