

80kg/mm² 級高張力鋼の鉄道橋への適用Application of 80kg/mm² Class High Tensile Strength Steel to Railway Bridge

田 島 二 郎*

Jiro Tajima

伊 藤 文 人**

Fumihito Ito

石 原 大***

Masaru Ishihara

嶋 文 雄****

Fumio Shima

船 越 督 巳*****

Tokushi Funakoshi

Synopsis:

In constructing a new steelworks opposite to the existing Chiba Works, a railway bridge has been built with 80kg/mm² RVER ACE K-0 (quenched and tempered high strength steel). Throughout designing, fabricating and erection of this bridge, special attention was taken to realize the best possible manpower saving and safety so as to study various problems on the application of 80kg/mm² steel to bridges in the light of the latest trend toward lighter and longer-span model.

With particular emphasis placed on allowable stress and fatigue in the designing phase and on welding in the fabricating, the experimental construction of this bridge has provided valuable data on fatigue while relations have been brought to light between fatigue rupture caused by compressive stress and residual stress. Also, a practical use of MIG welding and Union Melt welding in manufacture has been well recongnized.

1. まえがき

近年、高張力鋼材の品質向上、鋼種の多様化はめざましい。また溶接、構造技術も材料の進歩とともに著しく発展した。

戦後の高張力鋼の橋梁への適用は昭和29年50kg/mm² 級高張力鋼の相模大橋への適用に始まり、50kg/mm² 級高張力鋼を使用した鉄道橋、道路橋の溶接橋がつぎつぎと架設されるようになった。

60kg/mm² 級高張力鋼は昭和35年に首都高速道路公団および兵庫県で道路橋に試用され、引き続いて名神高速道路の木曾川橋、揖斐川橋、長良川橋で本格的に使用された。その後、道路橋にはかなり用いられてきている。

80kg/mm² 級高張力鋼はアメリカで始めて Carquinez 橋 (1958年完成) に T-1鋼が適用された。その後かなり多くの使用実績があり、AASHO (1969年) には ASTM A 514 に関する許容応力度が規定されている¹⁾。日本においては昭和39年、京葉道路花輪橋に当社の RIVER ACE K-0 鋼が

* 本州四国連絡橋公団設計第一部次長工学博士

*** 千葉製鉄所土建部部长

***** 本社技術研究所厚板研究室室長

** 日本国有鉄道鉄道技術研究所主任研究室員

**** 本社建材開発部部长代理兼鋼構造研究所室長

支間 29.1m の橋（全鋼重 37 t）のうち 8.8 t 使用された²⁾。これはわが国における 80kg/mm² 級高張力鋼の唯一の実橋である。

昭和 38 年に土木学会本四連絡橋技術調査委員会が発足し、多方面の研究がなされたが、上部構造用鋼材については特に 80kg/mm² 級高張力鋼が重点的に調査された。報告書は昭和 42 年 7 月に提出され、この中で 80kg/mm² 級高張力鋼について使用可能であるとの結論が出された³⁾。本四連絡橋公団は昭和 45 年 7 月に発足し、本四架橋は実現への歩みを始めている。

南港連絡橋⁴⁾ は大阪湾にかかる、スパン 510m のゲルバートラス橋であるが、トラス部材には板厚 75mm の 80kg/mm² 級高張力鋼の使用が計画されている。

Auburn Foresthill 橋⁵⁾ は、全鋼重約 6,500 t のうち 80kg/mm² 級高張力鋼（ASTM A514）が約 2,500 t 使用されているが、ここでは当社の 80kg/mm² 級高張力鋼が多量に使用されている。この橋は輸出橋として川崎重工(株)他 2 社により製作された。

今後の橋梁はますます大型化し、スパンが長くなる傾向にあり、軽くて強度の大きな高張力鋼、特に 80kg/mm² 級高張力鋼が主要材料となるものと見られている。

80kg/mm² 級高張力鋼を橋梁に使用する場合の問題点として、材料については、溶接性を向上させるため炭素当量を低くおさえること、使用条件より要求される切欠靱性を満足させることなどがある。設計面では 80kg/mm² 級高張力鋼のように降伏比の高い鋼材よりなる部材の引張、圧縮強度、溶接部の疲労強度、および構造上具備すべき伸び能力の問題があげられている。

製作面では主として溶接施工に関して、溶接ボンド部の脆化と溶接割れ防止のための入熱量制限、溶接方法、予熱、後熱、溶接棒の問題などがあげられる。これらについて今まで多くの研究がなされているが、なお未解決の問題が残されている。

このたび千葉製鉄所内に建設される鉄道橋に、わが国で始めて 80kg/mm² 級高張力鋼を適用し、上記の問題点のうち主として次の点について調

査、研究を行なった。

- (1) 設 計 許容応力度、各部構造
- (2) 製 作 溶接施工管理
- (3) 疲労試験 各種継手試験片による疲労試験、支間 1 m および 4 m プレートガーダーの疲労試験、試験結果より 80kg/mm² 級高張力鋼溶接部の疲労許容応力度の検討

なお材料については本橋のような板厚 30mm 程度の 80kg/mm² 級高張力鋼は、すでに多くの実用材が製造されており特に問題となることはない。

本橋は 46 年 7 月完成し、47 年春より供用開始されるが、引続いて荷重試験、長期的な応力測定を予定している。この結果は別の機会に報告したい。

2. 80kg/mm² 級高張力鋼を用いた鉄道橋の設計

2.1 概 要

この鉄道橋は、現在の千葉製鉄所（東工場）と西側対岸埋立地に新增設される西工場との連絡鉄道橋で、両工場間に設けられた幅 35m、水深 7.5 m の水路をまたいでいる。通過貨物は一般建設用材、製品および半製品の各種鋼材、原料など一般鉄道貨物の他に製鉄所用の特殊車輛がある。製鋼工場より圧延工場に運搬されるインゴットを運ぶ鋼塊台車は、連結してけん引されるので重量がとくに重い。混銑車は 1 台当りの重量が大きく集中的な荷重を及ぼす。また溶滓車は高温流動体のスラグを open vessel で運搬するので、一般鉄道貨物と比べて危険性が高い。

この鉄道橋を設計するにあたっての条件は次のとおりである。

- (1) レール面の高さをできるだけ低くすること。これは取り付け部両端の勾配部の長さを短くすることによって、土地の効率的な利用をはかるためである。
- (2) 大型機械および広幅厚板の運搬を可能にするため、場内運搬に限って両側の建築限界を広げているので、それに応じた建築限界をとること（図 2.1 参照）。

(3) 桁下面高さは船運の関係からA.P+5.5以上に制限されている。

以上の条件によって本橋梁は2径間、単純プレートガーダー形式とし、上下線を一体とした複線3主桁構造とした。

軸重は非常に大きい通過回数の少ない車輛に対しては高張力鋼の利点を生かし、通過回数の多い常時荷重には、疲労強度が低いことを考慮しても軸重が小さいことで十分な設計ができるので、主桁には80kg/mm²級高張力鋼を使用した。

そのため所期の目的にかなう桁高の低い、かつ軽重量の鉄道橋を設計することができた。SM50材で設計した場合と比較すると、主桁重量は約50%軽量化された。

橋長	39.8m
支間	19.0m (2連)
主桁間隔	2@4.45m
斜角	右82度
荷重	鋼塊台車など実荷重に則した荷重を使用(2・3・1参照)
列車速度	10km/h
レール締結方式	軌道直結方式
使用鋼材	RIVER ACE K-0 (80kg/mm ² 級高張力鋼) SMA 50, SMA 41他
鋼重	138t (うち RIVER ACE K-0 40t)
架設位置	千葉市川崎町1番地 川崎製鉄千葉製鉄所内

橋梁の一般図は図2.1に示すとおりである。

2.2 設計概要

型式 複線3主桁下路プレートガーダー

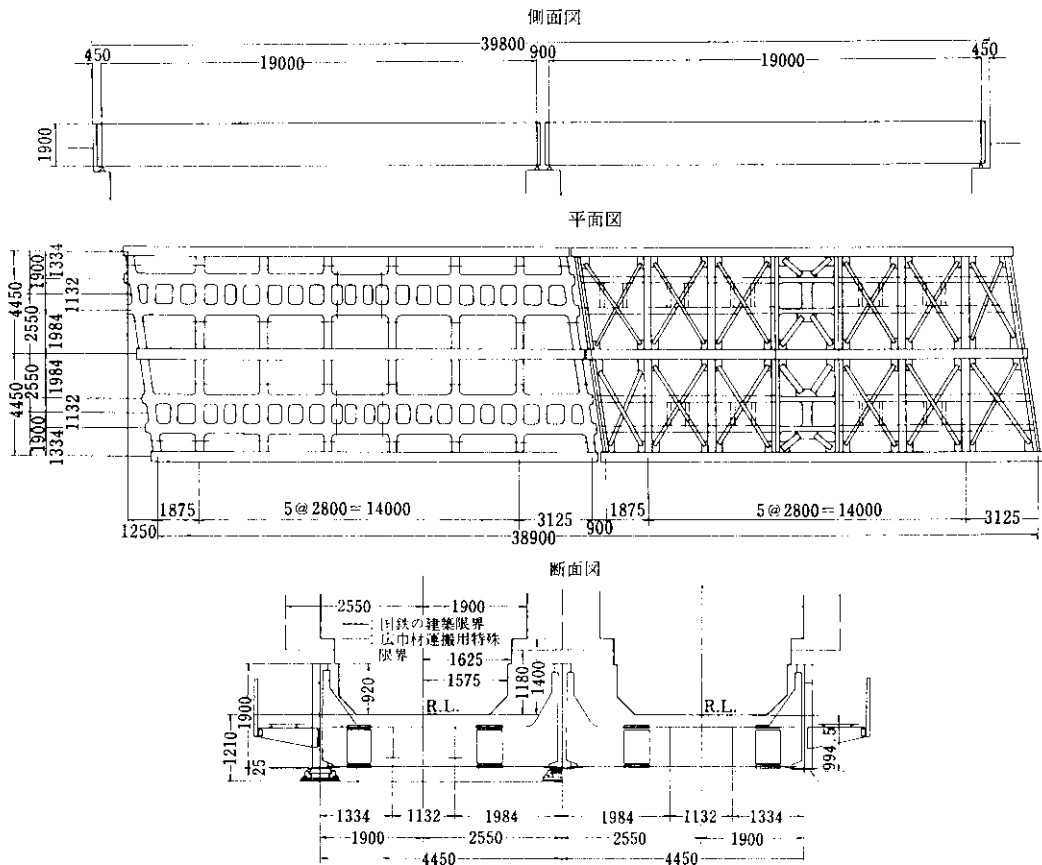


図 2.1 橋梁一般図

表 2-1 活 荷 重

車 輛	車 軸 配 置	荷 重 (t)	自 重 (t)	合 計 (t)	輛 重 (t)	1 列 車 輛 数	積 車 日 通 過 輛 数	備 考
250 t 鋼塊台車		250	52	302	37.8	(輛)	(輛)	鋼塊仮置 (MAX)-主桁
500 t 混 鉄 車		250	215	465	38.8			(MAX)-床組
60 t チキ長物車		60	21	81	20.3	5 (30回)	150 → ←	東→西 ビレット 1,300t/day 製 品 3,000t/day 西→東 スラブ 3,300t/day
溶 滓 台 車		36	65	101	25	5 (60回)	300 →	高炉滓 4,000t/day 転が滓 2,000t/day (MEAN)
75 t 台 車		90.6	25	115.6	28.8			
75 t 溶 鉄 車		75	54	129	21.5	5 (6回)	30 ←	(平均) 西→東 1,600t/day (Max) 西→東 5,400t/day
15 t 台 車		15	8.2	23.2	11.6	20 (15回)	300 ←	スクラップ 3,800t/day
15 t 貨 車	—上記に同じ—	15	8.2	23.2	11.6	10 (2回)	20 →	石灰石 400t/day

車 輛	車 軸 配 置	荷 重 (t)	自 重 (t)	計 軸 重 (t)	1 列 車 軸 重 (t)	積 車 日 通 過 台 数	備 考
25 t ホキ		35	19.5	54.5	13.6	2 (24回) ←	焼石灰 1,100t/day
45 t 機関車		空	車	運	転	126回 × 2 ← →	

- 備考 1. 本表以外の荷重として空車廻送がある
2. 車輛の速度は 10 km/h

2.3 設計規準

2.3.1 活荷重

架橋位置が製鉄所内のため、通過する車輛は表 2・1 に示すように、総重量 465 t、軸重 38.8 t の混鉄車から軸重 11.6 t の貨車までに分布している。したがって、設計荷重としては通過が予定されている実荷重に則した活荷重を採用することとしたが、それらのうち最大の応力を生じさせる荷重は、軸距の関係もあって、縦桁および横桁に対しては 500 t 混鉄車、主桁に対しては 250 t 鋼塊台車であるので、それを MAX 荷重とした。

次に、軸重は MAX 荷重に比し小さいが、通過数が多い荷重があるので、それを用いて疲労の検算および地震時の応力照査を行なうこととした。いろいろの荷重が異なる頻度で載荷される場合の累積疲労被害については十分に検討されなければならないが、ここでは通過数が最も多く、軸重も比較的大きい溶滓台車（総重量 101 t、軸重 25 t）を MEAN 荷重とし、上記の検算に用いることとした。

活荷重の衝撃については、走行速度が 10 km/h

であることを考慮して、床組に対しては 0.2、主桁に対しては 0.15 の衝撃係数を用いた。

制動荷重には活荷重の 15%、始動荷重には機関車重量（45 t）の 25% を考慮した。

2.3.2 許容応力度

使用鋼種は、床組および 2 次部材には SMA50、SMA41 その他で、主桁には 80 kg/mm² 級高張力鋼であるが、前者についてはすべて鋼鉄道橋設計標準に従った。

80 kg/mm² 級高張力鋼に対する鉄道橋の許容応力度は、いまだ確定したものがなく、現在各種の研究が行なわれているところであるが、ここではそれら研究の状況および現在の示方書の考え方を参照にして、次のような許容応力度を目安として設計を行なった。

(1) 許容引張応力度

SM53 までを対象とした鉄道橋の許容引張応力度は、降伏点に対し 1.7 の安全率を考慮して表 2・2 のような値がとられている。道路橋の場合もこれと同じ値であるが、SM58 については、降伏比が高くなることを考慮して安全率は 1.8 に高められている。

表 2-2 許容引張応力度

(単位: kg/cm²)

	鋼種	SM41	SM50	SM50Y, (SM53)SMA50	SM58 ⁽¹⁾	80kg/mm ² 級高張力鋼				
						今回の案	本四(学会)	南 港	アメリカ	道路橋
①	降伏点又は耐力 ⁽⁴⁾	2,400	3,200	3,600	4,600	7,000	7,000	7,000	7,030	7,030
②	引張強さ	4,100	5,000	5,000 (5,300)	5,800	8,000	8,000	8,000	8,100	8,100
③	許容引張応力度	1,400	1,900	2,100	2,600	3,700	3,600	3,400	3,720 ⁽³⁾	3,860 ⁽³⁾
④	①/③	1.71	1.68	1.71	1.77	1.89	1.95	2.06	1.84	1.82
⑤	③/①	0.58	0.59	0.58	0.57	0.53	0.51	0.49	0.53	0.55
⑥	②/③	2.93	2.64	2.38 (2.52)	2.23	2.16	2.22	2.35	2.18	2.10
⑦	③/②	0.34	0.38	0.42 (0.40)	0.45	0.46	0.45	0.43	0.46	0.48

- (1) 道路橋示方書のみ
- (2) 孔のある部材に対する値
- (3) 孔のない部材に対する値
- (4) JIS鋼材は厚さ16<t≤40の値、アメリカはt≤2½"の値を用いた。

80kg/mm²級高張力鋼についてその値をいかに採るべきかは大きな検討問題であり、各種の提案、実測がなされている(表 2-2)。ここでは製作される構造物が単純なI形プレートガーダーであること、活荷重の最大値も十分想定できることなどを考慮して、降伏点に対し安全率を1.9、引張強さの0.46の値を目安とした。なお、この値は次に述べる許容圧縮応力度の上限と一致させることも考え合わせたものである。

(2) 座屈許容応力度

圧縮フランジの許容曲げ応力度は、鉄道橋設計標準にのっとって許容軸方向圧縮応力度を基準とし、断面形を要素とした等価細長比を用いる方法をとっている。

基準とする許容軸方向圧縮応力度は、50kg/mm²級高張力鋼までを対象とし、それと同じ考え方で次のようにして定めた。

すなわち、座屈許容応力度は鋼材の強度レベルによって安全率を変える必要はないとの考えにたつて、その上限値は降伏点に対し1.9の安全率をとった3,700kg/cm²とした。その極短柱範囲の限界を

$$\frac{l/r}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} = 0.3$$

ここに、l/r: 部材の細長比

σ_y : 降伏応力度 (kg/cm²)

$$E: 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

とすれば、 $\sigma_y=7,000$ を代入すると $l/r=16.3$ となる。

弾性座屈と非弾性座屈との境界は

$$\frac{\sigma_w}{\sigma_y} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2 \sigma_y} = 0.5$$

ここに、 σ_w : 圧縮応力度 (kg/cm²)

を考えると、 $l/r=76.8$ となる。

今回のプレートガーダーを考える限り弾性座屈範囲の許容応力度を設定する必要はないが、形を整える意味で示せば、50kg/mm²級高張力鋼までと同じ式を用いてよいと考え、7,400,000(r/l)²が適用される。

上記の検討から、限界の細長比(l/r)の数値をまるめて、座屈許容応力度を次のように考えた。

$$l/r \leq 16 \quad 3,700 \text{ kg/cm}^2$$

$$16 < l/r \leq 75 \quad 3,700 - 40.4(l/r - 16) \text{ kg/cm}^2$$

$$75 < l/r \quad 7,400,000(r/l)^2 \text{ kg/cm}^2$$

(3) 疲労許容応力度

疲労の影響を検算するのに用いる許容応力度を考える場合、各種継手形式のSN線図と、設計荷重の大きさおよびその繰り返し数を考えなければならぬ。

設計に用いる活荷重は2-3-1に述べたようなMEAN荷重を設定した。その繰り返し数は表2-1

に示したような値が想定される。すなわち、1日約60列車と考えれば、1年で2.2万回の列車数となる。

支間19mの主桁において、1列車の通過の影響を約3～4回の等価繰り返し数と考えれば⁸⁾、10年間の繰り返し数は60～80万回と考えればよいことになる。したがって、橋桁の使用年数を20年～30年程度とみれば、200万回疲れ強さを基準として疲労許容応力度を考えてよいと思われる。

80kg/mm²級高張力鋼を用いた各種継手の疲れ強さについては、十分それを推定するまでのデータはまだないが、既往の実験結果を参照し、また前記の設計荷重の大きさを考慮すれば、疲労許容応力度としては、表2・3に示すように鉄道橋設計標準に規定された50kg/mm²級高張力鋼までの値を準用しても安全であろうと判断した。

なお、この桁は複線桁であり、支間もそれほど大きくはなく、また、80kg/mm²級高張力鋼の疲れ強さが大きくないことを考慮し、上記の単線載荷による疲労の検算のほか、複線載荷時の応力も検算し、そのときの疲労許容応力度は、載荷の頻度を50～100万回と考え、S N曲線の傾向から表2・3に示すようにフランジと腹板との溶接に対し30%増、補剛材取付部に対し40%増の値を検算の日安とした。

疲労許容応力度は上記のように考えて設定したが、表2・4に示すように、今回の設計ではMEAN荷重による発生応力は比較的小さく、十分安全なものと思われる。

なお、圧縮に対する疲労許容応力度は特に設定しなかったが、MAX荷重による静的な応力を考えて上下対称のフランジを用いたため、MEAN荷重による応力としては十分に小さく、問題はないと考えられる。

(4) 現場連結用高力ボルト

床組および横構の現場継手は高力ボルトを用いた。このうち縦桁上フランジの連結は、タイプレート取付に支障ないように、皿頭の打ち込式高力

表 2・3 疲労許容応力度

(単位: kg/cm²)

継手の種類	許容応力度	複線載荷	
	単線載荷 許容応力度	許容応力度	単線載荷に対する割増率
Type A (フランジくび溶接)	$\frac{1,530}{1-0.7k}$	$\frac{2,000}{1-0.7k}$	1.31
Type C (補剛材取付け 溶接部: 仕上げなし)	$\frac{1,050}{1-0.7k}$	$\frac{1,500}{1-0.7k}$	1.43

$$\text{ここに } k = \frac{|\sigma|_{\min}}{|\sigma|_{\max}} \quad \text{または} \quad \frac{|\tau|_{\min}}{|\tau|_{\max}}$$

ボルトが用いられ、他の部分はJIS B 1186-1970に規定されたF10Tボルトを用いた摩擦接合である。

打込式高力皿ボルトは、国鉄構造物設計事務所の暫定仕様(1967年7月)に規定する60kg/mm²級高力ボルトで、許容応力度はS V41ベットと同じ値とした。

M22高力ボルト(F10T)の1摩擦面当りの許容力は、すべり係数0.4、設計ボルト軸力は0.75 σ_y 、安全率1.7を用いて $p_a=4.70t$ とした。

2・4・1 荷重配分の計算

主桁の設計に際し、荷重配分は国鉄・構造物設計資料の「3主桁下路プレートガーダーの荷重配分」⁹⁾によって行なった。

ただし、上記の資料を使用するにあたり、

(1) 橋の斜角は90度である

(2) 上記資料では、軌道偏心率が $\beta=0.1a$ までのグラフを示しており、本設計では $\beta=0.146a$ となったため、比例配分にて係数を求める

以上の2点が異なっているため、変形法により支間中央の横桁位置での曲げモーメント影響線縦距を計算し、上記の資料より算出した曲げモーメント係数との比較を行なった。

比較検討の結果、側主桁の曲げモーメントにおいて、構設方式の断面力は、変形法に比して、0.1～4%小さな値となり、中央主桁においては逆に9～11%大きめの値となる。

以上より、側主桁においては上記資料による断面力は危険側ではあるが、その差が最大でも4%

表 2.4 主桁の応力

(単位: kg/cm²)

桁	断面 荷重	中央断面			端断面			
		Mean 荷重		Max-Mean 荷重	Mean 荷重		Max-Mean 荷重	
		単線	複線	—	単線	複線	—	
側主桁	圧縮	設計応力度	1,215	1,238	3,091	1,204	1,450	2,967
		許容応力度	3,281	3,281	3,281	3,310	3,310	3,310
	引張	設計応力度	1,290	1,314	3,282	1,278	1,539	3,150
		許容応力度	1,712	2,233	3,700	1,703	2,183	3,700
中央主桁	圧縮	設計応力度	825	1,480	2,644	854	1,545	2,708
		許容応力度	3,281	3,281	3,281	3,310	3,310	3,310
	引張	設計応力度	934	1,674	2,992	967	1,748	3,064
		許容応力度	1,789	2,177	3,700	1,768	2,160	3,700

であり、今回の設計に、この資料のグラフを外挿して使用しても差しつかえないと考え、設計を行った。

活荷重の載荷条件は、荷重表に示したように、MAX 荷重の通過台数が非常に少ないので、橋梁上でのすれ違いは無いと考え、CASE-1 MAX-MEAN 荷重の組合せ、CASE-2 MEAN-MEAN 荷重の組合せ、及び、CASE-3 MEAN 荷重単線載荷の3ケースを考えた。

これらの各荷重ケースにおける主桁各断面の断面応力度を許容応力度と対比させて表 2.4 に示す。

2.4.2 主桁の桁高および腹板厚

水路を航行する運搬船に対する桁下空間を確保するため、L. W. L=0.0m とした場合、桁の最下端の高さは EL=5.500m 以上とした。Rail Level は、現工場および新工場の地盤高との関連より決定され、R. L=6.500m となった。主桁の上フランジ上面の高さは、Rail Level 1.180m という当社の建築限界により制限を受け、上フランジ上面は EL=7.680m 以下としなければならない。以上より、主桁のための空間は 2.180m 以内となり、これより上下フランジ厚、現場継手用ボルト頭、および多少の余裕を見込んで、主桁腹板高を 1.900m とした。この主桁腹板高は、支間

に対して1/10である。腹板厚は鋼鉄道橋設計標準の規定⁹⁾を拡張して検討した。

すなわち

$$\frac{D}{t} \leq \frac{1}{\sqrt{\frac{12(1-\nu^2)s\sigma}{\pi^2 k E}}}$$

ここで、D : 腹板高

t : 腹板厚

ν : ポアソン比, 0.3

s : 安全率

σ : 作用圧縮応力度

k : 座屈係数

E : ヤング係数

において安全率s=1.5、水平補剛材を0.2Dの位置に1本設けたときの座屈係数k=110、80kg/mm² 級鋼の許容圧縮応力度 σ=3,700kg/cm²(2.3.2参照)とすれば D/t≤194となる。したがって本設計では D/t=190とし、腹板厚を10mmとした。

2.4.3 主桁のたわみ

80kg/mm²級高張力鋼を用いたため、主桁のたわみは比較的大きい。主桁のたわみの略算式は次式で与えられる。

$$\delta = 5.5M^2/48EI$$

ここで、δ : 主桁の中央点のたわみ

M : 主桁の最大曲げモーメント

- l : 支間長
 E : ヤング率
 I : 主桁中央部の断面2次モーメント

MAX荷重の場合

中央主桁 4.67cm $\delta_c/l=1/407$

側主桁 5.45cm $\delta_c/l=1/349$

となる。しかし、走行速度が 10km/h 低速なため、上記の最悪条件においても走行上安全なものと考えられる。

なお、MEAN 荷重単線載荷の場合のたわみは上記の値の 1/4 程度となるので全く問題はない。

2.5 床組の設計

通常の鉄道橋の床組は、縦桁と横桁とを別個に作ってその交差部で連結するものが多いが、今回の設計は直結軌道構造を採用したため、縦桁上フランジの横桁交差部での連結継手が軌道の支障に邪魔になること、縦桁間隔が 1,140mm と小さいため縦桁上横構の取付部が複雑になることなどのため、縦桁、横桁を 1 ブロックにまとめた。縦桁間にダイヤフラムを入れることにより、上横構を省略した図 2.1 に示したような、床組形式を用いた。

縦桁の高さは、下横構を通すためにその分だけ横桁高さより小さくしてあるが、支間中央部の縦桁では桁高を横桁高さに一致させ、縦桁の下支材を強固にして、図 2.1 の平面図に示すようにその点に主桁の横構を組むことによって、ブレイキトラスを構成するように考慮した。

床組の現場継手は、図 2.1 の平面図に示すように、各横桁の主桁と縦桁との間に設けた。また、長さ方向には、運搬を考慮して中央縦桁が 1 ブロック、その両側は縦桁 3 パネル分をそれぞれ 1 ブロックとした。

このように床組をブロック化することは、本橋のように軌道直結方式として、直接レールの乗る縦桁の鉛直度および水平度の、架設時誤差を小さくする必要があるものに対して有効な方法であった。

なお、縦桁上フランジには工場にて軌道連結金具取付用の孔を施工したが、削孔の許容誤差は、橋軸方向、橋軸直角方向とも、 ± 2 mm とした。

2.6 軌道高さの調整

本橋は、軌道直結方式で、縦桁上フランジにあけた孔により、軌道締結金具を介して直接レールを取付ける方式となっている(図 2.2)。

このため、従来のような枕木により調整するよりも注意を要するので、架設時誤差および不測の支点移動の影響を吸収し、橋梁両側のアプローチ部のレール線形と橋梁上のレールを合わせるための調整が、可能でなければならない。

この調整装置を考えるにあたり、アプローチ部のレール線形との関連を次のように考えた。

本橋の特徴として、従来の列車荷重の 2 倍強の荷重を持った貨車が通過することはすでに述べたが、このために鉛直方向の誤差をアプローチ部で調整しようとした場合、縦断勾配の制限により、アプローチ部の調整範囲が非常に長くなってしまふ恐れがある。

したがって、鉛直方向の誤差は橋梁自体で調整できるような構造としておく必要がある。

これに対して、水平方向の誤差は列車速度が 10 km/h 程度であるため、平面線形を変更してアプローチ部のレールをすり付けることにより、吸収できると考えた。

以上のような理由により、本橋においては、鉛直方向のみ支承沓の位置で調整できる構造とした。

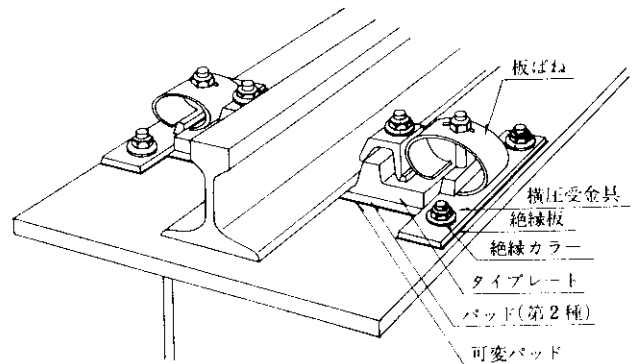


図 2.2 レール締結方式

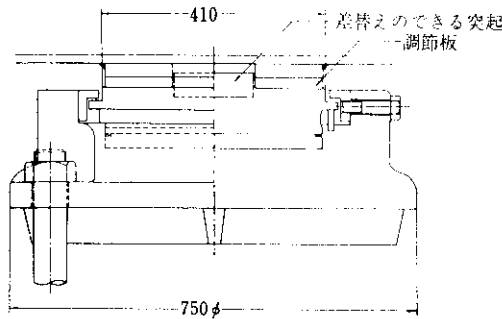


図 2-3 沓

沓は、上沓の突起をさし込み式とし、正規の状態では上沓とソールプレートとの間に20mmの中間プレートをはさんである(図2-3)。

したがって、高さ関係の調整が必要となった場合、この中間プレートおよび上沓突起を任意の高さのものにとりかえることにより、橋体の高さを最低20mmまで下げうるほか、任意の高さまで上げることができるようになっている。

この調整は、固定沓、可動沓を問わずすべての沓において調整のできる型式としてある。

したがって橋梁全体の高さを調整することができるほか、特に調整が必要とみられる1カ所、ま

たは数カ所のみを別個に調整することも可能である。

3. 80kg/mm²級高張力鋼を用いた鉄道橋の製作

3-1 製作工程

製作は従来の鋼橋製作要領に準じて行なったが、80kg/mm²級高張力鋼を使用したことから特に溶接施工および溶接管理機構についてかなり慎重に検討し、製作工程を立案した。図3-1は本鉄道橋の製作工程を示す。

3-2 加工

3-2-1 使用鋼材

使用鋼材(SMA50 および HT80)のうち主桁材としては RIVER ACE K-0(80kg/mm²級高張力鋼)を用いた。使用鋼材の化学成分および機械的性質を表3-1に示す。

3-2-2 切断および穴あけ

(1) 切断

鋼材の切断は、原則として自動ガス切断機を使

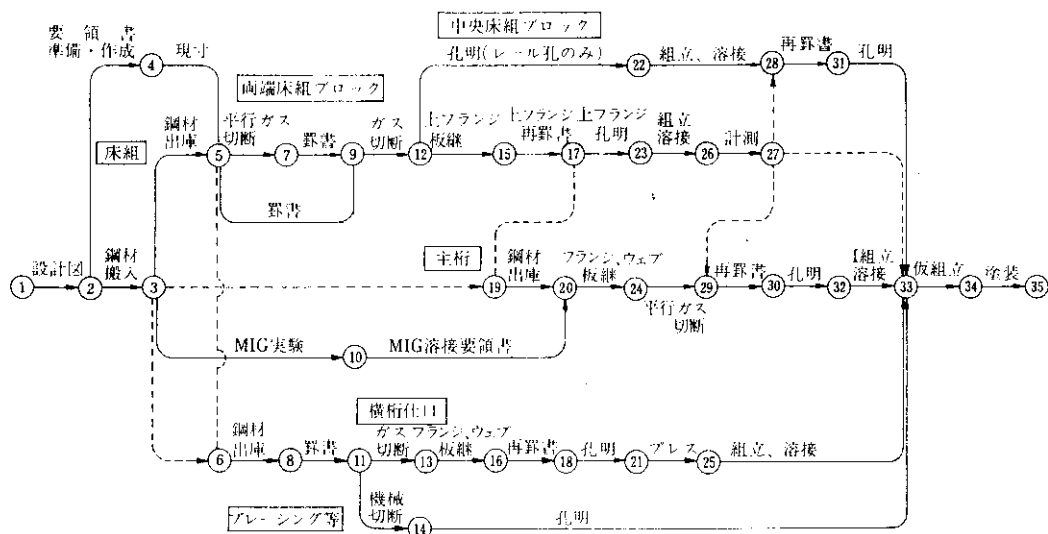


図 3-1 製作工程

表 3-1 鉄道橋使用鋼材の化学成分と機械的性質 (ミルシート)

鋼種	製品記号	板厚 (mm)	化 学 成 分 (%)													機 械 的 性 質				摘要
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	B	Ceq	降伏点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	衝撃値 νE_{-15} (kg·m/cm ²)	
HT80	RIVER ACE K-0	30	0.09	0.25	1.05	0.014	0.014	0.20	0.97	0.46	0.341	0.028		0.003	0.48	82	86	25	12.9	主桁用
		25	0.10	0.23	0.98	0.011	0.009	0.19	0.96	0.43	0.343	0.029		0.003	0.47	76	80	23	17.4	"
		10	0.10	0.25	0.84	0.011	0.009	0.20	0.97	0.45	0.324	0.029		0.003	0.45	76	80	29	23.6	"
SMA50	RIVER TEN 50B	10	0.12	0.30	0.73	0.015	0.025	0.32	0.16	0.40						41	53	25		床組用

用した。特に80kg/mm²級高張力鋼の切断には、切断端面の加熱冷却による硬化が問題となるため、表面粗度50s以下が保てる限り切断速度を遅くした。なお、フランジ材は歪防止のため広幅素材(幅1,900mm)のまま板継溶接を行ない、その後平行切断する方法を採った。

(2) 穴あけ

部材は、穴あけ精度、作業能率および作業の安全性の観点から「先あけ工法」を採用したが、特に板継溶接を行なう部材は、板継完了後組立時の溶接収縮量を見込んで再けがきを行ない、穴あけした。先あけ工法による精度は、多少のバラツキはあるが、機能上は支障のない範囲内におさめることができた。

また、現場添接部の打込式高力皿ボルト用皿穴の角度と、深さおよび穴径と締結時の穴目違いについて、十分な注意を払った。

3-3 組立および溶接

3-3-1 主桁の組立

フランジ板継溶接に関してはMIG自動溶接法を採用したが⁹⁾、施工に先立って溶接条件選定実験および継手性能試験を実施した。

主桁の組立には、線状加熱による歪取りはいっさい行なわないことを前提として、手順および要領を決定した。特に、仮付溶接作業にはJIS有資格者を従事させ、各種専用治具を使用することにより能率向上および歪発生防止に努めた。

また治具の使用に際しては、当て板をそう入することにより、鋼材表面へ直接打撃力あるいは摩擦力が加わらぬようにして損傷を防止した。

軌道直結方式であるため、床組上面の平面度およびレールすえ付具用取合い穴の直線性を確保するため、組立、溶接順序および歪取りに苦慮したが、仮組立精度基準の範囲内におさめることができた。なお、現場継手部の打込式高力皿ボルト穴については、特に測定用のゲージを作成して形状の精度をチェックし、また、取合い寸法の決定には数度の計測を行なった。

3-3-2 溶接管理

溶接法および使用溶接材料を表3-2に示す。MIG溶接法は、溶接部の耐割れ性が良好であるばかりでなく、I型開先のナローギャップにて片面からのみ溶接が可能で、作業能率が向上するために主桁のフランジ板継部に採用した。

使用溶接材料の乾燥保管条件を表3-3のように定め、とくに80kg/mm²級鋼溶接棒については携帯用保管箱を使用して溶接棒の吸湿を防止した。

予熱層間温度は表3-4のごとく規定した。予熱はガスバーナーで行ない、温度チェックは、温度

表 3-2 溶接法と使用溶接材料

溶 接 法	適用継手箇所	使用溶接材料		
		銘 柄	メーカー	
自 動	MIG溶接	フランジ板継部	KM-80 (1.6φ) ×特殊フラックス	川崎製鉄
	サブマージ アーク溶接	ウェブ板継部 I組立T継手部	KW103B (4φ, 4.8φ) ×K B80C (12×200)	"
手 溶 接	上記外すべて	KS116 (4φ, 5φ, 6φ) (ASTM E11016G 相当, 低水素系)	"	

表 3-3 溶接材料の乾燥保管条件

項目	材料 フラックス KB80C (12×200)	被覆アーク溶接棒 KS-116
乾燥温度 × 時間	300°C × 1hr	400°C × 1hr
保管温度	100°C	150°C
大気中許容 放置時間	4hr	—

表 3-4 予熱層間温度

溶接部	板厚 (mm)	予熱温度 (°C)	層間温度 (°C)	備考
フランジ 板継部	25	125以上	204以下	MIG溶接
ウェブ 板継部	10	150以上	〃	サブマージ アーク溶接
I 組立 T継手部	25, 10	100以上	—	〃
その他 すべて	10~25	〃	—	被覆アーク 溶接

チョークおよび表面接触温度計を用いた。なお、仮付溶接に関しても本溶接と同等の予熱を行なった。

3-3-3 サブマージアーク溶接

母材劣化防止の観点より、溶接入熱量は川崎製鉄推奨値である 45×10^3 J/cm 以下に押えること

を目標とした。また引張側主桁T継手部は、疲労強度を考慮して完全溶込みとした。表 3-5 に各溶接条件を示す。

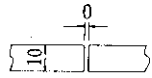
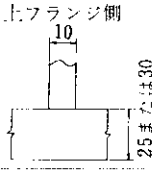
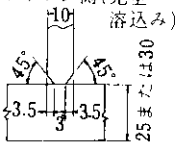
なお溶接施工後、主桁のT継手部（引張側完全溶込み部）は超音波探傷法（斜角45度）にて検査を行なったが、クラックおよび溶込み不良などの欠陥はなく、NDI 202 小委員会勧告に基づき判定によれば、第1種欠陥1級を満足するものであり、十分に継手強度を保証しうるものと考えられる。

3-3-4 溶接加工上の問題点

(1) 溶接による歪

製作順序、治具などについて種々の検討を加えた結果、フランジの板継溶接に関しては問題はほとんどなかったが、ウェブ板継溶接およびスティフナ溶接において角変形あるいは縦収縮、やせ馬などが生じ、改善すべき問題が残された。ウェブ板継溶接においてとくに変形の著しいビードの始末端部は、素材幅に余裕があったのでガス切断により除去したが、継手線全長に渡ってなお若干の歪が残留し、プレスによる歪取り作業に相当の工数を要した。歪除去困難な薄いウェブプレートに関しては、溶接線の両側をフランジプレートの場合以上に強固に拘束する必要があると思われる。

表 3-5 溶 接 条 件

項目	開先形状 (mm)	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	入熱量 (J/cm)
ウェブ板継部		600~700	32~35	30~35	34,000~44,000
I 組立 T 継手部	上フランジ側 	750~780	28~32	45~48	30,000~32,000
	下フランジ側 (完全溶込み) 	750~780	30~34	45~48	32,000~34,000

さらに、I型組立溶接についても、薄板であるためウェブ上下縁の収縮により中央部にたわみが生じ、スティフナ取付時の肌合せ作業（ウェブ面およびメタルタッチ面）が困難となった。また、スティフナ溶接によるやせ馬の除去にも多大の労力を要した。

80kg/mm²級高張力鋼を使用した構造物は、設計時において溶接歪の点から板厚および取付部材数量に対する配慮が特に重要と思われる。

(2) 細部の仕上げ

スティフナのスカラップ部ビード仕上げは図3-2のごとく、ロータリーカッターにて行なったが、溶着部の硬さが高いため、能率は非常に悪く多くの時間を要した。80kg/mm²級高張力鋼を用いた橋梁部材の強度は、溶接ビード形状の良否に影響されることが多く、入念な仕上げを行なう必要があるため、性能および能率の点から適正な仕上げ工具の選定が重要な課題となる。

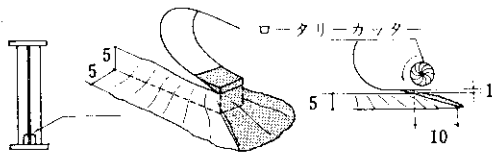


図 3-2 スティフナーのスカラップ部ビード仕上げ

3-3-5 仮組立

仮組立は、設計図および現寸資料に基づいてコンクリート定盤上に野書いた軸線を基準として、すべての部材について行ない、各部材位置の確認を行なった。なお仮組立結果は、表3-6に示す仮

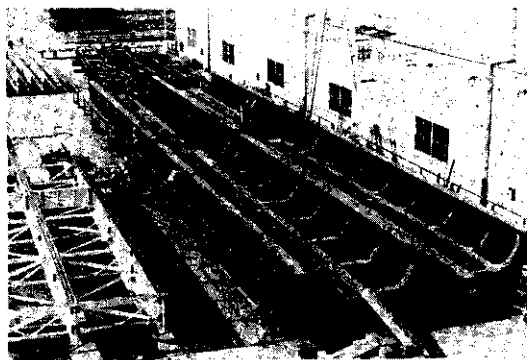


写真 3-1 仮組立

組立精度基準の範囲内にすべておさまった。仮組立完了した状況を写真3-1に示す。

表 3-6 仮組立精度基準

項 目	許容差 (mm)	摘 要
支 間	±5	支 間 19,000m
主桁の中心間隔	±4	中心間隔 4,450m
主桁の高さ	±4	高 さ 1,900m
主桁平面对角長の差	5 以内	
主桁の傾斜	5 以内	
”	5 以内	上部中心間隔と下部中心間隔との差
縦 桁 中心間隔	±4	
横 桁		
斜 角 距 離	±5	
床組上フランジ面の凹凸	-2~+3	
桁 の 通 り	5 以内	
そ り	-2~+3	
ソールプレート位置の高低差	3 以内	
ソールプレート水平度	2 以内	

3-4 MIG 溶接

MIG溶接は、フランジ板継溶接部に採用した。施工に先だち、溶接材料、溶接条件調査および継手性能試験を行ない、作業者の実施教育をも兼ねた。

3-4-1 MIG 溶接実験

溶接法は1開先片面自動溶接法とし、まず溶接条件（電流、電圧、速度、トーチ角度、シールドガス組成および流量など）を求めたのち、実物と同じ溶接長（1900mm）で80kg/mm²級高張力鋼の溶接継手性能試験を行ない溶接性を確認した。

(1) 溶接条件選定実験

MIG 溶接法を 図3-3に示す。使用した溶接機はCMS-43改良型 NG 溶接機で溶接電源は CPL-500 (500A) である。

なお、予熱層間温度は表3-4に示すとおりである。

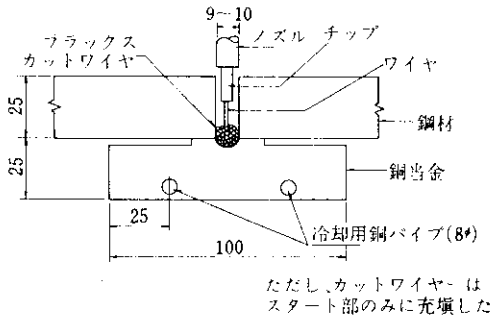


図 3-3 MIG 溶接法

(2) 適正溶接条件

以上の要領で、溶接性に影響を与える要因を、種々変えて最適値を求め、以下のような結果を得た。

(i) 第1層目の電流、電圧、速度

図 3-4、図 3-5 に示すように、電流、電圧、速度の影響は互いに独立ではないが、図中 15cm/min 適正範囲と 10cm/min 適正範囲の共有範囲(斜線の交差した部分)を電流、電圧の適正範囲とみなした。

(ii) トーチ角度の影響

溶接進行方向に対して約 10° 前傾した場合に、溶着金属の過先行がなく良好な結果が得られた。

(iii) シールドガス組成および流量の影響

組成：Ar+17~20%CO₂

流量：25~30l/min

とした場合に以下の各項について良好である。

- (a) アークの広がりおよび安定性
- (b) 作業性
- (c) スラグ巻込防止
- (d) ピット、ブローホールの発生

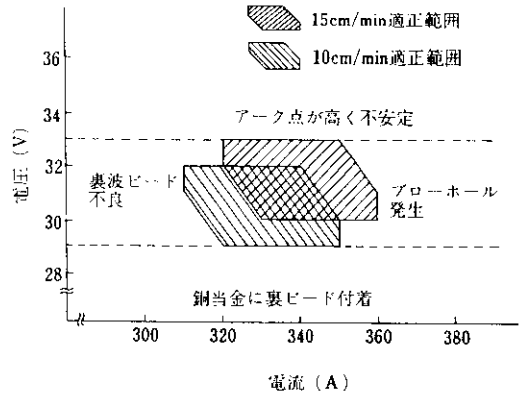


図 3-4 電流～電圧関連図

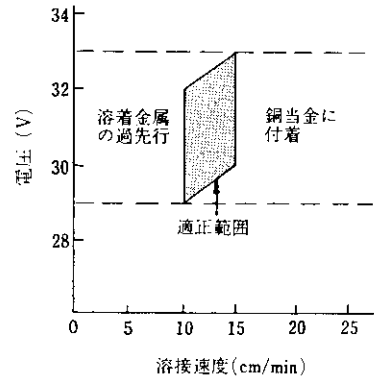


図 3-5 速度～電圧関連図

(iv) 充てんフラックスの影響

銅当金溝底より厚さ約 6 mm にフラックスを充てんした場合、第一層目の耐割れ、耐ブローホール性能が良好となった。ただし、この場合スラグ除去の程度により第 2 層目以降のスラグ巻込みお

表 3-7 M I G 溶接条件

Pass No.	ワイヤ径 (mmφ)	電 流 (A)	電 圧 (V)	速 度 (cm/min)	入熱量 (J/cm)	積 層 順 序
1	1.6	340	30	15	41,500	
2	1.6	340	32	25	26,100	
3	1.6	340	32	25	26,100	
4	1.6	340	32	28	23,300	
5	1.6	340	32	28	23,300	

よび溶込み不良などの欠陥が発生するため、スラグ剥離はていねいに行なう必要がある。

試験片作成のMIG溶接条件は表3・7に示すとおりである。なお、実際の製品施工における基準としてこの条件を採用した。

継手引張試験および溶着金属引張試験結果については表3・8に示す。

表 3・8 引張試験結果

継手引張試験 (JIS Z 3121 1号)			溶着金属引張試験 (JIS Z 3111 A1号)		
試験片番号	引張強さ (kg/mm ²)	破断位置	試験片番号	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)
I	85.1	溶着金属	I	89.6	20.0
II	86.3	〃	II	92.7	18.0

(備考: WES-135, 80~95kg/mm²)

裏曲げ試験および側曲げ試験(JIS Z 3122 3号)は、すべて欠陥が見られず良好であった。衝撃試験およびビッカース硬さ試験結果については図3・6、図3・7に示す。

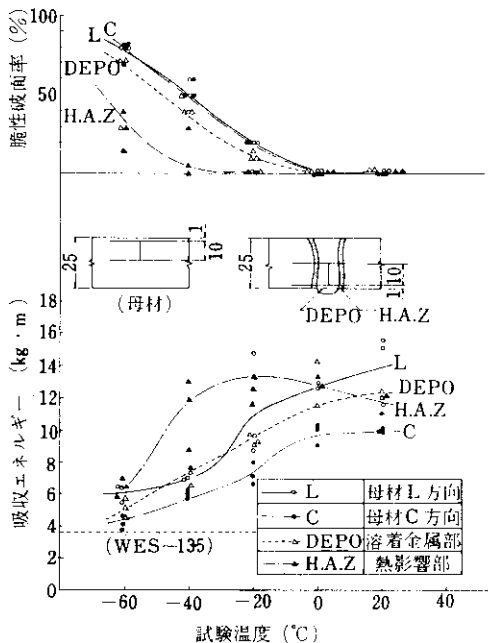


図 3・6 衝撃試験結果 (JIS Z 3172 4号)

なお、実験値はすべて日本溶接規格(WES-135)に定められた、HW70 (80kg/mm²級 高張力鋼相当) 鋼材の規格値を満足するものであった。

3・4・2 主桁フランジのMIG溶接施工

溶接実験により、溶接条件および溶接性を確認することができたが、実際の施工に際しては以下に示すように鋼材のセット方法が特に問題となった。

- (1) 溶接長全区間 (1900mm) に渡って、ルート・ギャップを正確に一定に保つ必要があること
- (2) 鋼当金溝部とルート・ギャップ部分が正しく合致していること
- (3) 鋼当金と鋼材との密着度の確保および鋼板密着面 (下側) における目違いの防止
- (4) 溶接中における鋼材の浮上および変形防止

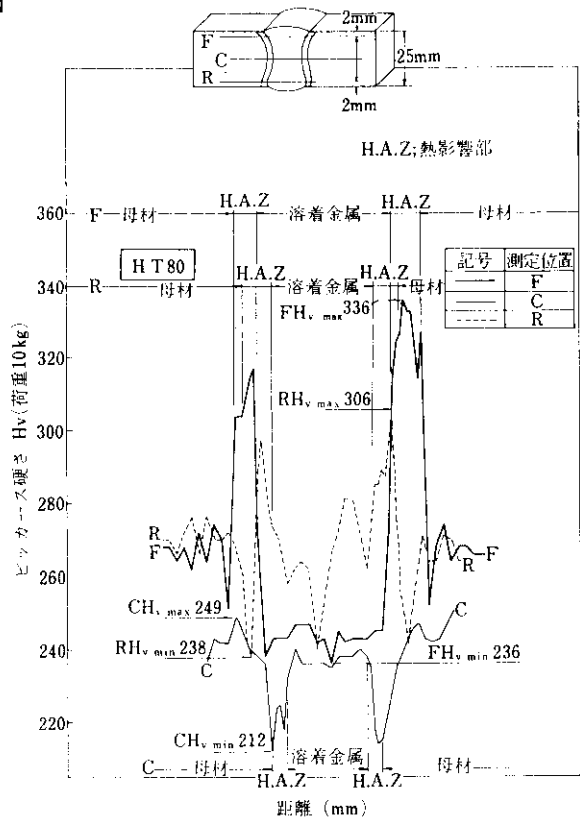


図 3・7 ビッカース硬さ試験結果

上記項目に関してセットおよび溶接方法を検討し、最終的には図3-8のような方法を採用した。

なお、銅当金のセットに際しては図3-9の要領にて締め付け鋼材との密着を確保するとともにスキミゲージにて内面の平面度（目違い）をチェックし、±0.5mm以内となるようにセットした。

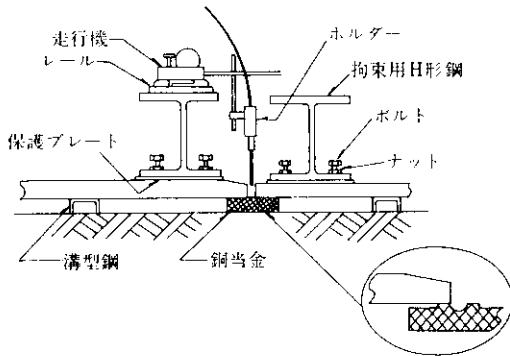


図 3-8 溶接機のセット方法

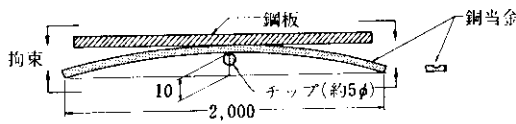


図 3-9 鋼材のセット方法

施工中の写真を写真3-2に示す。

MIG溶接完了後、溶接部はX線検査を行なっ

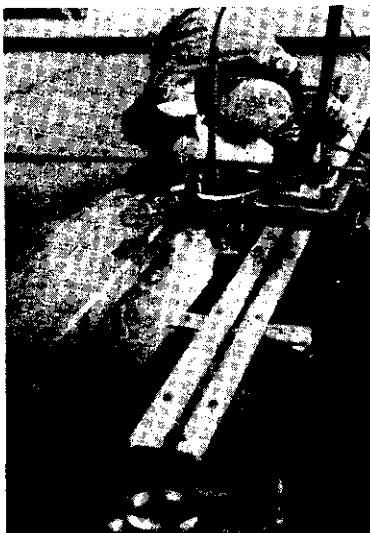


写真 3-2 MIG 溶 接

たが、JIS Z 3104 による判定はすべて1級でありきわめて良好な結果が得られた。

3-5 塗 装

最近橋梁用鋼材の防蝕塗装系として、亜鉛溶射と防蝕塗料を併用した重防蝕システムの使用が注目されている。今回の工事にあたり、亜鉛溶射を中心とした塗装系の試験を行なった。

3-5-1 塗装仕様

本鉄道橋の主桁に表3-9に示す塗装仕様を採用し、その長期ばくろ状況を観察する。主桁は6本あり各主桁に対して図3-10のように配置した。

A, B, Cについては一次プライマー後の塗装間隔を短くする必要があったため、仮組立完了後に調整を含めて塗装工程を連続して行なった。また、仕様A, B, Cに関しては特に厳重な膜厚チェックを行ない、計測にはケット電磁微圧計を用いた。

A, B, Cそれぞれに対する塗装費をこの実橋について積算して比較すると、耐用年数50年の場合には、表3-10のように塗装周期の長いA仕様の場合が最も経済的となる。また D₁ 仕様は一般橋梁用として使用されるもので、塗装周期は4~6年と考えられている。

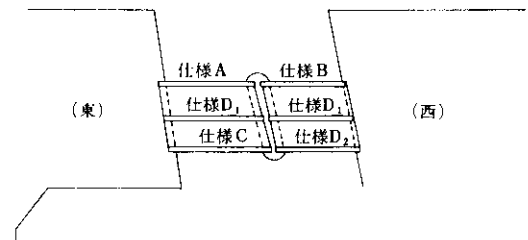


図 3-10 塗装仕様別主桁の配置

3-5-2 塗装試験

(1) 塗装下地処理効果に関する室内試験

300×150×6 mmの試片にグリッドブラストをほどこし、①除錆率 ②溶射膜の付着力 ③膜厚 ④アンカー数について調査した。使用鋼材をSM 41およびRIVER ACE K-0とし、両者の比較を

表 3-9 塗 装 仕 様

仕 様	ス テ ー ジ	塗 装 回 数	塗 料 名
A	工 場	素地調整 金属溶射	グリッドブラスト(後処理) 亜鉛メタリコン
		一次プライマー	フェロドールEプライマー
		下塗	フェロドールM608プライマー
	中塗	フェロドールF29	
現 地	上塗	フェロドールF	
B	工 場	素地調整	サンドブラスト(後処理)
		下塗 1	フェロドールZE3527プライマー
		〃 2	フェロドールEプライマー
		〃 3	フェロドールM608プライマー
	中塗	フェロドールF29	
現 地	上塗	フェロドールF	
C	工 場	素地調整	サンドブラスト(後処理)
		下塗 1	フェロドールZE1527プライマー
		〃 2	フェロドールEプライマー
		〃 3	フェロドールM608プライマー
	中塗	フェロドールF29	
現 地	上塗	フェロドールF	
D ₁	工 場	素地調整	ショットブラスト(前処理)
		一次プライマー	メタラクトH-15
		下塗 1	鉛丹サビナイトNo.50
	〃 2	SD鉛丹サビナイト	
現 地	中塗	橋梁用SDマリンペイント中塗	
上塗	〃 上塗		
D ₂	工 場	素地調整	ショットブラスト(前処理)
		一次プライマー	メタラクトH-15
		下塗 1	鉛丹サビナイトNo.50
		〃 2	SD鉛丹サビナイト
	中塗	フェロドールF29	
現 地	上塗	フェロドールF	

表 3-10 塗 装 費 比 較 (耐用年数50年)

(m²あたり)

仕 様	初回塗装費 (円)	塗替周期 (年)	補修回数 (回)	補修費 (円/回)	補修費合計 (円)	塗装費合計 (円)	年当り塗装費 (円)
A	2,105.10	15	3.3	587.80	1,939.74	4,044.84	81.00
B	1,820.20	10	5	587.80	2,939.00	4,759.20	95.20
C	1,499.90	7	7.1	587.80	4,173.38	5,673.28	113.50

表 3-11 下地処理条件

ブラストの方法	エア法 (6kg/cm ²)	
	インペラー法	
ブラスト量	回数 (エア法)	2 回 3 回 5 回
	投射量 (インペラー法)	小 (100cm/min) 中 (50cm/min) 多 (30cm/min)
	一般品	
研削材の大きさ	G100	1
	G70	1

行なった。下地処理条件を 表 3-11 に示す。試験結果を 表 3-12 に示す。目標膜厚を 75~100μ においたが、溶射速度 3.5m/min の手動式溶射機を用いたため、溶射膜厚にかなりのバラツキがみられた。また、アンカー数と溶射膜の付着力との相関性は認められなかったが、グリット粒を用いたブラスト方式による下地処理を行なえば、SM41 と比較してあまり差が認められないので、80kg/mm² 級高張力鋼の亜鉛溶射膜の付着性は十分実

表 3-12 亜鉛溶射膜の付着性に及ぼす要因の効果

番号	ブラストの方法	研削材の大きさ	鋼材の種類	ブラストの回数または投射量	除錆率% (4ヶ所の平均)	溶射膜の付着力 (kg·cm) ^②				膜厚 (μ) ^④			アンカー数	備考	
						Min	Max	3~6ヶの平均	欠陥 ^③ の種類	Min	Max	3~6ヶの平均			
1	エア法	= 1 1	SM41	2	90	40	64	52	A+C	65	85	79	7	① 硫酸銅法による ② トルクスバナー法による ③ A:素地から溶射膜がはがれているものでadhesion的欠陥 C:溶射膜内破壊しているものでcohesion 的欠陥 A+C:AとCの共存しているもの ④ Kett Thickness Meter Model L-2 による ⑤ 断面顕微鏡写真判定によるアンカー数の観察 (*) 溶射速度 3.5m/min 溶射膜厚 75~100μ	
2				3	90	66	105	79	A+C	80	120	103	10		
3				5	85	65	98	81	A+C	65	80	70	2		
4			RIVER ACE K-0	2	85	68	78	74	A	60	90	75	4		
5				3	85	57	70	62	A	70	90	80	1		
6				5	90	40	60	52	A+C	70	100	83	2		
7		G100 G70	= 1 1	SM41	2	80~85	74	85	82	A+C	65	90	75		5
8					3	75~80	38	47	43	A	65	100	75		7
9					5	85~90	60	80	72	A	70	100	83		4
10			RIVER ACE K-0	2	70	41	68	56	A	75	95	84	6		
11				3	80	61	91	77	A+C	55	80	64	5		
12				5	90	66	103	85	A+C	65	90	73	5		
13	インペラー法	= 1 1	SM41	少	95<	40	47	44	A	80	90	83	2		
14				中	95	90	110	102	A+C	60	65	62	4		
15				多	95<	45	72	60	A	65	75	70	3		
16			RIVER ACE K-0	少	90	27	31	29	A	85	95	90	1		
17				中	90	51	64	58	A	70	80	77	6		
18				多	90~95	64	73	68	A+C	70	85	75	6		
19		G100 G70	= 1 1	SM41	少	90	45	56	50	A	60	75	67	1	
20					中	95	50	65	55	A	65	70	67	7	
21					多	95<	64	81	70	A+C	65	85	72	1	
22			RIVER ACE K-0	少	75~80	25	50	39	A	75	95	80	3		
23				中	85	45	52	48	A+C	55	70	62	3		
24				多	95<	47	60	52	A	80	90	87	3		

表 3-13 促進老化試験成績①

番号	鋼材の種類②	塗 装 系				10 日		30 日		50 日		90 日	
		A	B	C	D	外 観	カットの からの サビの 発生③	外観	カットの からの サビの 発生③	外 観	カットの からの サビの 発生③	外 観	カットの からの サビの 発生③
Q-1	SM41	亜鉛溶射	Eプライマー	M 608プライマー	フェロド ール F-29	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	"	亜鉛溶射	Eプライマーなし	"	"	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
Q-2	ACE K-0	亜鉛溶射	Eプライマー	M608プライマー	フェロド ール F-29	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	"	亜鉛溶射	Eプライマーなし	"	"	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
Q-3	SM41	Z E 3527	Eプライマー	M 608プライマー	フェロド ール F-29	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	"	プライマー	Eプライマーなし	"	"	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
Q-4	ACE K-0	Z E 3527	Eプライマー	M608プライマー	フェロド ール F-29	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	"	プライマー	Eプライマーなし	"	"	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
Q-5	SM41	Z E 2527 × 2回	Eプライマー	M608プライマー	フェロド ール F-29	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	"	Z E 2527 × 1回	Eプライマー	"	"	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
Q-6	ACE K-0	Z E 2527 × 2回	Eプライマー	M608プライマー	フェロド ール F-29	◎	◎	◎	◎	シワ△ ハガレ	◎	△	◎
	"	Z E 2527 × 1回	Eプライマー	"	"	◎	◎	◎	◎	ハガレ△	◎	△	◎
Q-7	SM41	Z E 1527	ラバマリンプライマー× 2回	ラバマリン× 2回	ラバマリン× 2回	◎	◎	◎	◎	9MD△	○	△	○~△
	"	ナン	ラバマリンプライマー× 2回	ラバマリン× 2回	ラバマリン× 2回	◎	○~△	8 MD ×	○~△	6~7D ×	○~△	×	△
Q-8	ACE K-0	Z E 1527	ラバマリンプライマー× 2回	ラバマリン× 2回	ラバマリン× 2回	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	○
	"	ナン	ラバマリンプライマー× 2回	ラバマリン× 2回	ラバマリン× 2回	◎	◎	9 MD △	○	8~9△ MD	○	×	○
Q-9	SM41	メタラクトH-15	鉛丹サビナイト #50	S D鉛丹サビナイト	S Dマリソルペイン	シワ × フクレ	◎	-	-	-	-	-	-
	"	ナン	鉛丹サビナイト #50	S D鉛丹サビナイト	S Dマリソルペイン	シワ × フクレ	◎	-	-	-	-	-	-
Q-10	ACE K-0	メタラクトH-15	鉛丹サビナイト #50	S D鉛丹サビナイト	S Dマリソルペイン	シワ × ×	◎	-	-	-	-	-	-
	"	ナン	鉛丹サビナイト #50	S D鉛丹サビナイト	S Dマリソルペイン	シワ × フクレ	◎	-	-	-	-	-	-

注 ① プリスターボックス使用 (45°C)
 ② サビの発生 ◎~○.....0.5mm幅以下
 ◎~△.....0.5mm幅
 ③ 鋼材の処理 研削材はG 100/G 70=1/1を用い、エア法によりSM41については3回、SM80については5回行った。

用に供するものと推定される。

(2) 促進試験

5種の塗装仕用を用いて促進老化試験を行ない表3・13の中間結果を得た。表中Q-2, Q-4, Q-10はそれぞれ実橋の塗装仕様A, B, Dに対応するものであるが、試験ではフェロドール29の上塗が1回である。試験期間日までの中間結果から判定すると、各種塗装系のうちQ-1~5の亜鉛溶射、無機質ジソクプライマー~Eプライマー~M608プライマー~フェロドールF塗装系が塗膜に異常なくすぐれた防蝕性能を示し、Q-7, 8ラバマリンの塩化ゴム塗装系は上記の塗装系より若干劣るが、Q-9, 10の油性~フタル酸系に比べるとかなり良好である。また、塩化ゴム系でZE1527プライマーの有、無によって性能差を生じ、無い場合にはふくれが発生する傾向があるが、鋼材の種類が塗膜性能に及ぼす影響はほとんど認められない。

4. RIVER ACE K-0 鋼の疲労試験

溶接部の疲労強度は形状の影響をうけることが多く、高張力鋼では切り欠きに対する感受性も強いこともあまって、期待するほど疲労強度の向上はのぞめない。また80kg/mm²級高張力鋼の疲

勞に関する資料もまだ十分に整っていないのが現状である。そこでK-0鋼をとくに疲労が問題となる鉄道橋への適用に際して、設計上必要な資料を得るため試験片と小型模型梁による疲労試験を行なった。

4-1 試験片による疲労試験

4-1-1 実験方法

供試材は板厚16mmと6mmのショットブラスト後の実用材の一部である。その化学成分と機械的性質を表4-1に示す。試験はガーダーのウェブと下フランジの溶接部に相当すると考えられる。縦ビード突き合わせ溶接試験片(A型)の片振り引張り疲労試験、同じく上フランジ部で考えられる縦十字隅肉溶接試験片(C型)の片振り圧縮疲労試験と、補剛材(リブ)溶接部で考えられる応力直角リブ、応力方向リブ、45°方向リブおよび応力直角片側溶接リブ付きの試験片の片振り引張り疲労試験を行なった。試験片形状を図4-1、図4-2、図4-3に、試験片溶接部の溶接条件を表4-2に示す。溶接に使用した溶接棒はいずれも川鉄製KS-116(低水素系)3.2~5mmφであり、A

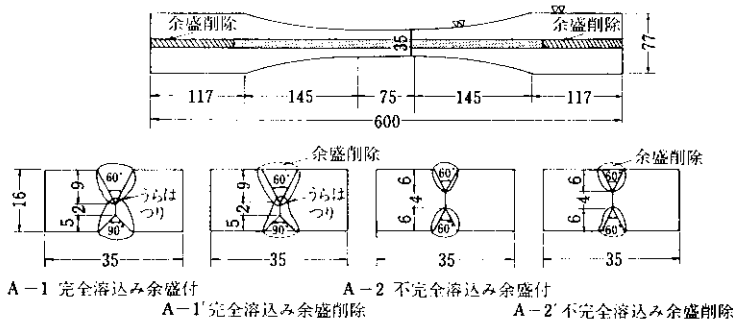


図 4-1 A型疲労試験片

表 4-1 供試材 (RIVER ACE K-0) の化学成分と機械的性質 (ミルシート)

化 学 成 分 (wt%)												機 械 的 性 質				
C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	Ceq	板厚 (mm)	降伏点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び% (GL=50)	衝撃値vE-5 (kg·m/cm ²)
0.10	0.30	0.85	0.007	0.010	0.19	0.78	0.46	0.33	0.035	0.004	0.45	6	79	82	20	13.8
												16	80	84	32	15.6

型試験片の余盛の削除は全面25s程度になるよう応力方向の機械研磨により行なっている。なお一部の試験は溶接のため多少曲りを生じたので油圧

式の矯正機で修正したが、矯正歪量は試験片全長に対し0.5~1.0mm程度であった。

使用した試験機は東京衡機製ローゼンハウゼ

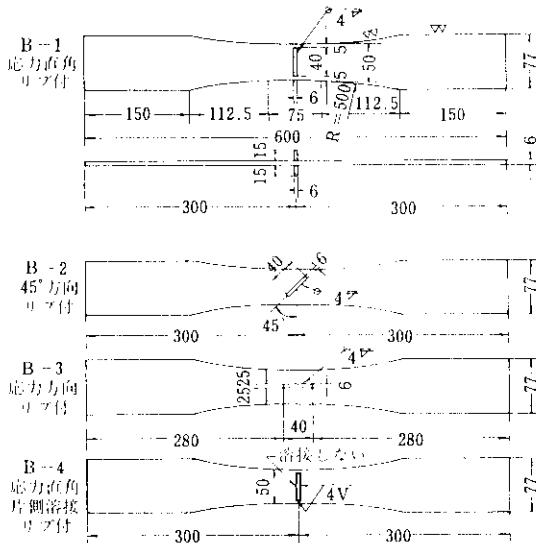


図 4-2 B型疲労試験片

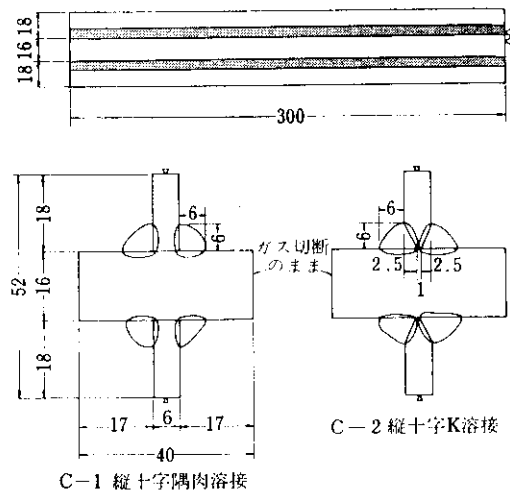


図 4-3 C型圧縮疲労試験片

表 4-2 疲労試験片の溶接条件

種別	開先形状と積層法	層数	溶接材料	姿勢および方法	溶接電流 (A)	溶接電圧 (V)	速度 (cm/min)	層間子熱温度 (°C)	入熱量 (J/cm)
A-1 A-1'		表 1層 裏 1層	K S-116 (低水素系) ASTM.E. 11016G 該当 5.0mmφ	下向手	230	24	10	100	33,120
A-2 A-2'		表 1層 裏 1層	K S-116 (低水素系) ASTM.E. 11016G 該当 4.0mmφ	下向手	170	24	12	100	20,400
B		1層	K S-116 (低水素系) ASTM.E. 11016G 該当 4.0mmφ	下向水平手	160	24	15	<100	15,360
C-1		1層	K S-116 (低水素系) ASTM.E. 11016G 該当 5.0mmφ	下向水平手	210	24	23	100	13,150
C-2		2層	K S-116 (低水素系) ASTM.E. 11016G 該当 3.2mmφ 4.0mmφ	下向水平手	3.2φ-140 4.0φ-170	3.2φ-23 4.0φ-24	3.2φ-9.5 4.0φ-19	100	3.2φ-20,340 4.0φ-12,880

ン型ペルセーター付60t/40t 万能疲労試験機 (LUR型) であり、荷重繰返し速度は666回/min である。負荷応力の検出および偏心調整は試験片 平行部の板厚面に貼付した歪ゲージ (共和電業製 KP-6A1, A, B, 型試験片では2枚, C型試験片

では4枚) を用いて行なった。疲労試験に先立ち A型試験片については静的引張り試験を行ない、 またA, C型試験片については溶接により生じた 疲労試験時の応力軸方向の残留応力を歪ゲージ (共和電業製 KP-3A1) を用いて、貼付部を切

表 4-3 縦ビード突合せ試験片 (A型) の片振り引張疲労試験結果

試験片	試験片断面			設定荷重		設定応力		実 応 力				破断までの 繰返し数 $N \times 10^4$ (回)	亀裂発生位置
	板厚 (mm)	板幅 (mm)	断面積 (mm ²)	最大 (kg)	最小 (kg)	最大 (kg/mm ²)	最小 (kg/mm ²)	最大 (kg/mm ²)	最小 (kg/mm ²)	平均 (kg/mm ²)	全振幅 (kg/mm ²)		
A-1-1	35.2	16.9	594.9	14,870	1,190	25.0	2.0	24.9	3.1	14.0	21.8	202	余盛部
2	35.4	16.9	598.3	17,950	1,200	30.0	2.0	29.1	3.2	16.2	25.9	45.4	〃
3	35.1	16.8	589.7	13,560	1,180	23.0	2.0	22.5	3.0	12.8	19.5	>210	---
4	35.2	16.8	591.4	16,260	1,180	27.5	2.0	26.8	1.9	14.4	24.9	>216	---
5	35.4	16.9	598.3	20,940	1,200	35.0	2.0	35.6	3.8	19.7	31.8	38.8	余盛部
6	35.3	16.9	596.6	15,510	1,190	26.0	2.0	25.6	2.8	14.2	19.9	158	〃
7	35.7	16.8	599.8	14,400	1,200	24.0	2.0	22.9	2.9	12.9	20.0	>261	---
A-1'-1	35.6	16.0	569.6	17,090	1,140	30.0	2.0	30.0	2.0	16.0	28.0	>242	---
2	35.0	16.0	560.0	19,600	1,120	35.0	2.0	35.4	3.7	19.6	31.7	16.3	溶着金属部
3	35.5	15.8	560.9	22,440	1,120	40.0	2.0	41.3	5.9	23.6	35.4	59.0	〃
4	34.3	15.9	545.4	18,000	1,090	33.0	2.0	31.3	2.2	16.7	29.1	68.5	〃
5	35.3	15.9	561.3	17,960	1,120	32.0	2.0	32.0	2.4	17.2	29.6	116	〃
A 2-1	34.9	16.8	586.3	20,520	1,170	35.0	2.0	—	—	18.5	33.0	38.9	余盛部
3	35.3	16.8	593.0	23,720	1,190	40.0	2.0	—	—	21.0	38.0	26.8	ルート部
4	35.2	16.8	591.4	19,520	1,180	33.0	2.0	—	—	17.5	31.0	46.2	余盛部
5	35.0	16.8	588.0	22,050	1,180	37.5	2.0	—	—	19.8	35.5	35.3	〃
6	35.2	16.8	591.4	17,740	1,180	30.0	2.0	—	—	16.0	28.0	146	ルート部
7	35.3	16.8	593.0	16,600	1,190	28.0	2.0	25.0	2.0	13.5	23.0	59.1	〃
8	34.7	16.8	583.0	14,570	1,170	25.0	2.0	22.5	1.4	12.0	21.1	117	余盛部
9	34.2	16.9	578.0	11,560	1,160	20.0	2.0	20.0	2.0	11.0	18.0	208	〃
10	35.4	16.9	598.3	12,860	1,200	21.5	2.0	20.5	2.7	11.6	17.8	>256	---
A-2' 1	34.9	15.6	544.4	16,330	1,090	30.0	2.0	28.9	3.5	16.2	25.4	57.1	ルート部
2	33.6	15.9	534.2	12,820	1,070	24.0	2.0	23.7	3.2	13.5	20.4	169	ルート部
3	33.7	15.8	532.5	11,980	1,070	22.5	2.0	19.5	2.0	10.8	17.5	>201	---
4	35.2	15.3	538.6	11,310	1,080	21.0	2.0	20.8	3.2	12.0	17.6	112	ルート部
5	35.1	15.5	544.0	10,880	1,090	20.0	2.0	20.1	2.1	11.1	18.0	185	溶着金属部

出して解放される歪量を求めることにより測定した。

4.1.2 実験結果および考察

(i) 縦ビード突き合わせ溶接試験片に関する試験

縦ビード突き合わせ溶接試験片についての片振り引張り疲労試験結果を表4.3に、S-N曲線を図4.4に示す。また疲労試験時の応力軸方向の残留応力測定結果を図4.5に示す。図4.4より 2×10^6 回の耐久限度は不完全溶け込みで余盛付きのままのA-2型試験片で 17.8 kg/mm^2 であり、亀裂

の発生は余盛部とルート部の双方にみられている。この試験片の余盛を削除したA-2'型試験片でも、ルート部からの亀裂発生のため疲労強度はまったく改善されない。完全溶け込み余盛付きのA-1型試験片の、余盛部からの亀裂発生のため耐久限度は 20.0 kg/mm^2 であり、A-2, 2'よりわずかに高い程度である。しかし、この余盛を削除すると耐久限度は 28.0 kg/mm^2 となり格段に改善される。これらのことより、余盛形状と不完全溶け込み部による切欠効果はほとんど等価であると考えられよう。

一方図4.5よりわかるように、試験片の溶接により生じる残留応力については、溶着量の多いA-1.1'型はA-2, 2'型よりおよそ 7 kg/mm^2 大きい、片振り引張り疲労ではこの影響はまったく

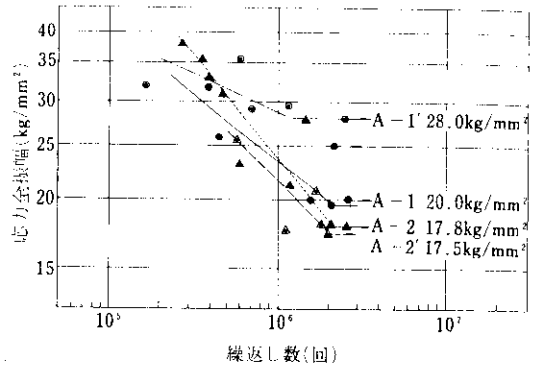


図4.4 縦ビード突き合わせ溶接試験片(A型)の片振り引張り疲労試験のS-N図

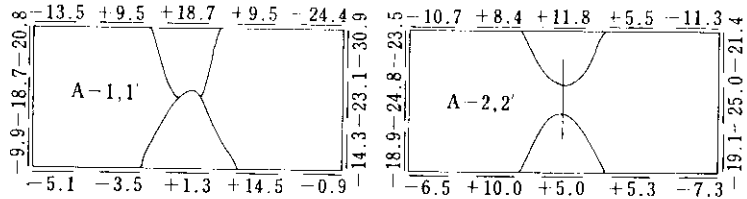


図4.5 A型試験片の応力軸方向残留応力(kg/mm²)

みられていない。

表4.4は縦ビード突き合わせ溶接試験片に関する疲労特性をまとめたものであり、また写真4.1にはA-2型試験片の疲労破面の例を示す。

(ii) リブ付き疲労試験片に関する試験

リブ付き試験片についての片振り引張り疲労試験結果を表4.5に、S-N曲線を図4.6に示す。試験片の破断の例を写真4.2, 4.3, 4.4, 4.5に示すが、亀裂発生位置はすべて余盛止端部である。いずれも板厚6mm、長さ40mmのリブを溶接したものであるが、全周を溶接したものでは

表4.4 縦ビード突き合わせ溶接試験片(A)型に関する試験結果

試験片	母材引張強さ (kg/mm²)	試験片引張強さ (kg/mm²)	2×10^6 回耐久限度 (kg/mm²)	耐久比 (%)
A-1	84	76.4	20.0	24
A-1'		80.9	28.0	34
A-2		80.8	17.8	21
A-2'		76.1	17.5	21

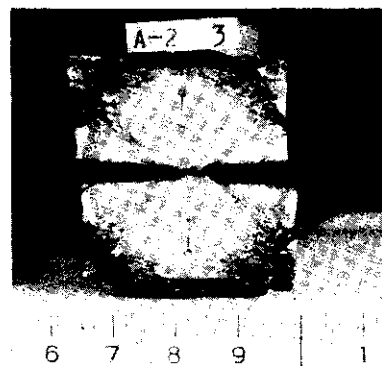


写真4.1 A-2型試験片の疲労破断部の例

45° 方向，応力直角方向， 応力方向の順に耐久限度が低下している。とくに応力方向リブ付き試験片では黒皮のままの母材の耐久限度43kg/mm²に対し， 5.5kg/mm² という低い耐久限度しか得ら

れていない。また応力直角方向のリブの溶接を片側としたもの（B-4）は， 両側を溶接したものに比しわずかに高い疲れ強さであった。

(iii)縦十字試験片に関する試験

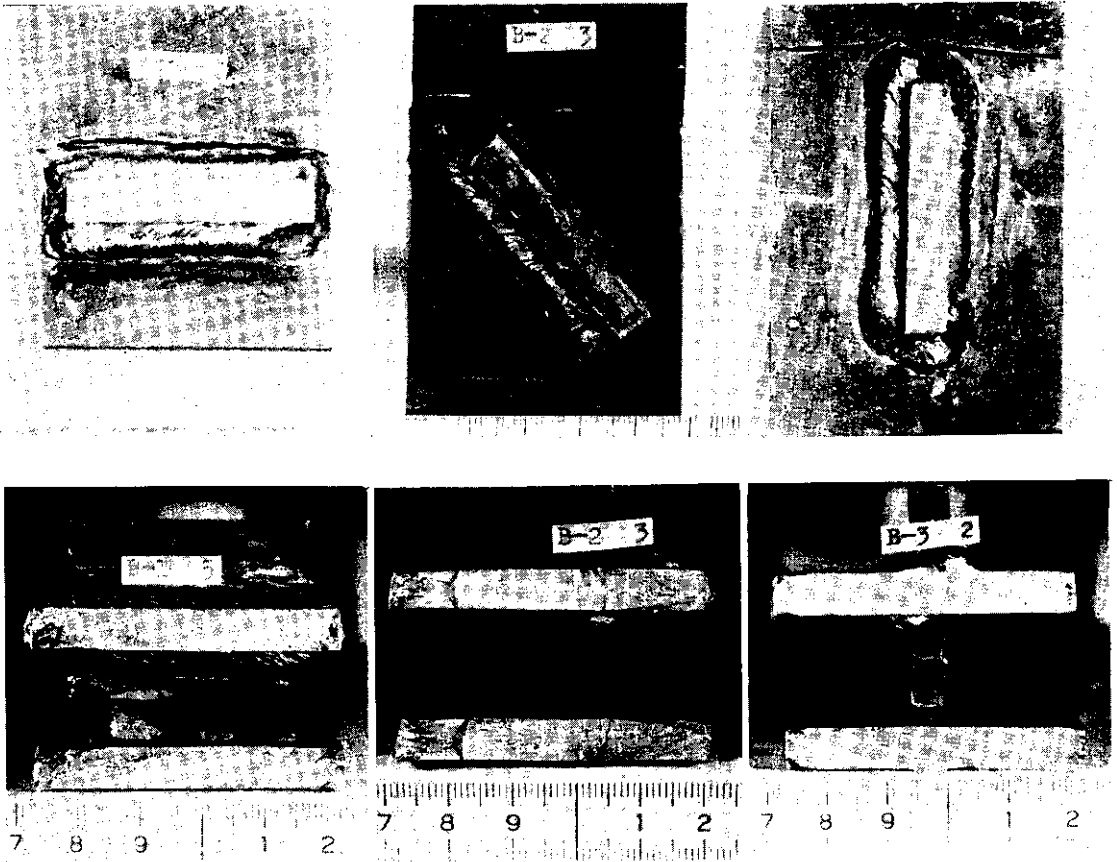


写真 4-2 B 1型試験片の破断部の例

写真 4-3 B-2型試験片の破断部の例

写真 4-4 B-3型試験片の破断部の例

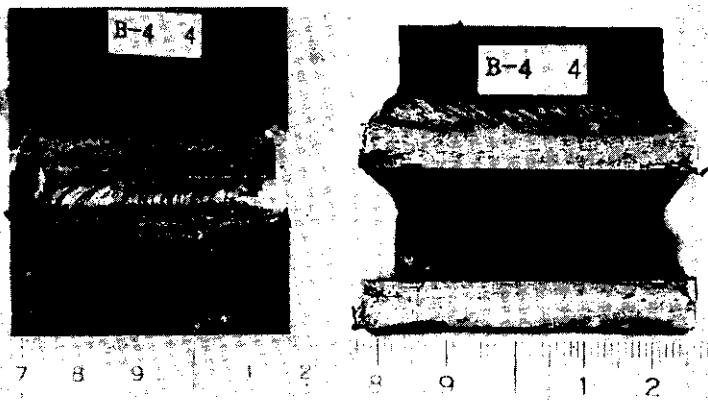


写真 4-5 B-4型試験片の破断部の例

表 4-5 リブ付試験片 (B型) の片振り引張疲労試験結果

試験片	試験片断面			設定荷重		設定応力		実 応 力				破断までの 繰返し数 N × 10 ⁴	亀裂発生位置
	板厚 (mm)	板幅 (mm)	断面積 (mm ²)	最 大 (kg)	最 小 (kg)	最大 (kg/ mm ²)	最小 (kg/ mm ²)	最大 (kg/ mm ²)	最小 (kg/ mm ²)	平均 (kg/ mm ²)	全振幅 (kg/ mm ²)		
B-1-1	49.9	6.9	344.3	8,610	690	25.0	2.0	24.6	2.4	13.5	22.2	7.4	止端部
2	50.0	6.9	345.0	5,180	690	15.0	2.0	15.5	2.4	9.0	13.1	85.6	〃
3	49.9	6.8	339.3	3,400	680	10.0	2.0	10.1	1.9	6.0	8.2	>256	—
4	49.8	6.9	343.6	4,120	690	12.0	2.0	12.1	2.5	7.3	9.6	>213	—
5	50.0	6.8	340.0	6,800	680	20.0	2.0	18.5	2.8	10.7	15.8	61.7	止端部
6	49.6	6.8	337.3	7,420	680	22.0	2.0	20.7	2.4	11.6	18.3	27.9	〃
7	49.9	6.9	344.3	4,820	690	14.0	2.0	13.4	2.4	7.9	11.0	132	〃
B-2-1	50.0	6.7	335.0	6,030	670	18.0	2.0	16.9	2.8	9.9	14.1	62.5	〃
2	50.0	6.7	335.0	4,360	670	13.0	2.0	12.4	1.8	7.1	10.6	>255	—
3	49.8	6.9	343.6	5,330	690	15.5	2.0	15.0	2.4	8.7	12.6	119	止端部
B-3-1	50.0	6.9	345.0	5,180	690	15.0	2.0	14.6	2.5	8.6	12.1	46.5	〃
2	50.0	7.0	350.0	3,500	700	10.0	2.0	9.5	2.1	5.8	7.4	103	〃
3	50.0	6.8	340.0	2,720	680	8.0	2.0	8.3	1.7	5.0	6.7	189	〃
4	50.1	6.8	340.7	2,040	680	6.0	2.0	5.9	1.9	3.9	4.0	>201	—
5	50.0	6.8	340.0	2,380	680	7.0	2.0	7.0	1.5	4.3	5.5	>204	—
6	50.0	7.0	350.0	4,380	700	12.5	2.0	11.9	2.1	7.0	9.8	165	止端部
B-4-1	50.0	6.9	345.0	5,180	690	15.0	2.0	14.7	2.3	8.5	12.4	174	〃
2	49.7	6.9	342.9	4,460	690	13.0	2.0	12.9	2.7	7.8	10.2	>259	—
3	49.9	6.9	344.3	6,890	690	20.0	2.0	19.8	2.3	11.1	17.5	64.6	止端部
4	49.9	7.0	349.3	6,110	700	17.5	2.0	17.7	2.7	10.2	15.0	90.0	〃

表 4-6 縦十字試験片 (C型) の片振り圧縮疲労試験結果

試験片	試験片断面積 隅肉脚長 6mmを含む (mm ²)	設定荷重		設定応力		実 応 力				破断までの 繰返し数 N × 10 ⁴	亀裂発生
		最 大 (kg)	最 小 (kg)	最 大 (kg/ mm ²)	最 小 (kg/ mm ²)	最 大 (kg/ mm ²)	最 小 (kg/ mm ²)	平 均 (kg/ mm ²)	全振幅 (kg/ mm ²)		
C-1-1	967.0	-1,930	-38,680	-2.0	-40.0	-4.2	-37.2	-20.7	33.0	201	あり
2	973.2	-1,950	-38,930	-2.0	-40.0	4.5	-37.0	-20.8	32.5	206	〃
3	945.5	-1,890	-28,370	-2.0	-30.0	-4.0	-30.0	-17.0	26.0	207	なし
C-2-SR	989.5	-1,980	-39,580	-2.0	-40.0	-5.4	-40.6	-23.9	35.2	233	なし
C-2-1	987.3	-1,980	-39,490	-2.0	-40.0	-4.5	-36.5	-20.5	32.0	237	あり
2	974.5	-1,950	-38,980	-2.0	-40.0	-4.6	-36.8	-20.7	32.2	200	〃
3	1008.8	-2,020	-30,260	-2.0	-30.0	-4.2	-29.2	-15.7	25.0	200	〃
4	973.2	-1,950	-19,460	-2.0	-20.0	-3.0	-19.9	-11.5	16.9	207	〃
C-2-SR	979.2	-1,960	-39,170	-2.0	-40.0	-5.8	-39.2	-22.5	33.4	259	〃

縦十字試験片についての片振り圧縮疲労試験結果を表4-6に示す。試験中に亀裂の発生を明確に検知することができなかつたので、 2×10^6 回の繰返し疲労ののちカラーチェックにより亀裂を検出した。開先なしのすみ肉溶接試験片C-1型では、亀裂が発生しない応力全振幅は -26.0 kg/mm^2 であるのに対して、開先付きの試験片C-2型では、応力全振幅を -16.9 kg/mm^2 まで低下させても亀裂が発生している。写真4-6にC-2型試験片でみられる亀裂の例を示す。また写真4-7は亀裂が発生した試験片を引張り破断させた破面である。圧縮疲労で

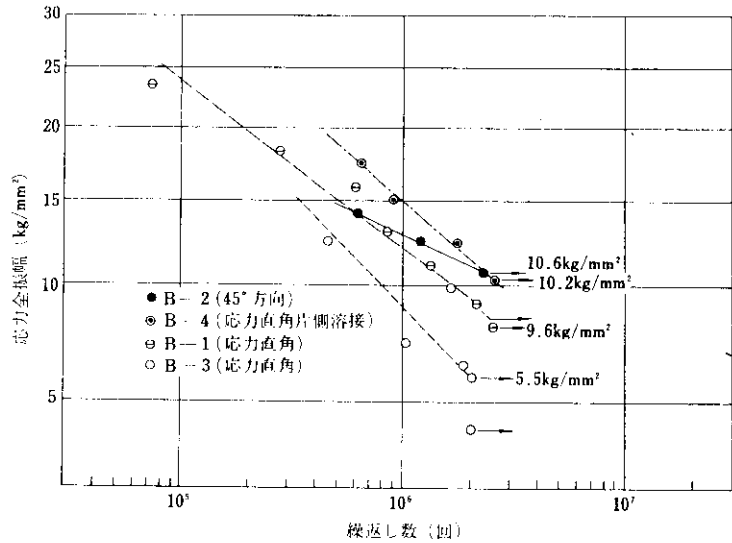


図 4-6 リブ付試験片 (B型) の片振り引張り疲労試験の S-N 図

は数多くの亀裂が試験片全長にわたりボンド部よりそれぞれ単独に発生し、試験片端部で停留する

は数多くの亀裂が試験片全長にわたりボンド部よりそれぞれ単独に発生し、試験片端部で停留する

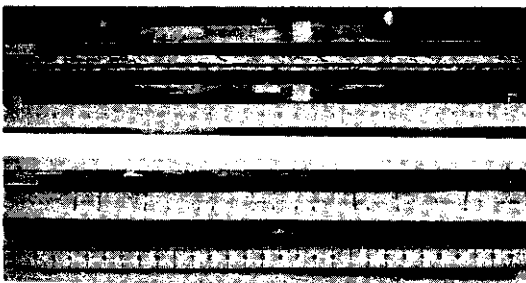


写真 4-6 C型試験片の形状と亀裂発生状況 (カラーチェックによる)

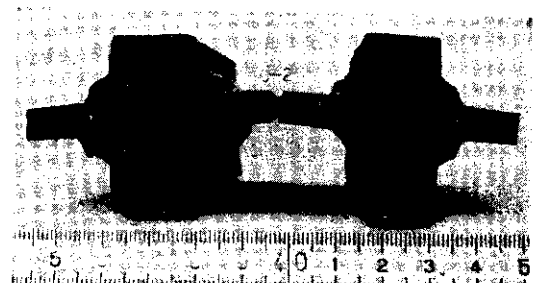


写真 4-7 C-2型試験片の疲労試験後の亀裂伝播状況

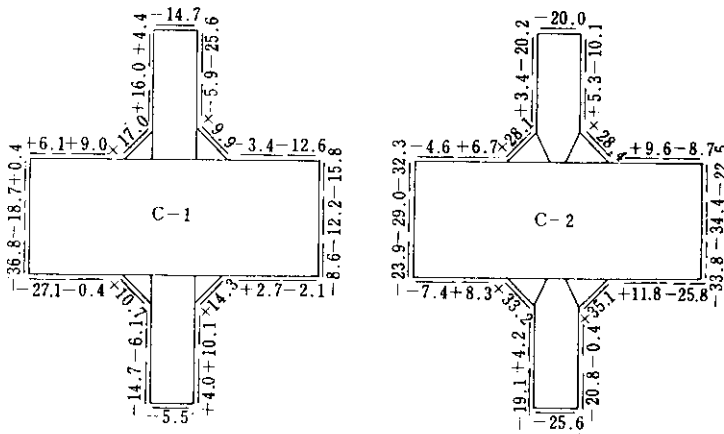


図 4-7 C型試験片の応力軸方向残留応力 (kg/mm²)

表 4-7 残留応力を考慮した場合のC型試験片溶接部の疲労挙動

試験片	圧縮疲労試験応力			残留応力 (kg/mm ²)	実疲労応力			亀裂発生
	最大 (kg/mm ²)	最小 (kg/mm ²)	全振幅 (kg/mm ²)		最大 (kg/mm ²)	最小 (kg/mm ²)	全振幅 (kg/mm ²)	
C-1-1	-4.2	-37.2	33.0	+17.0	+12.8	-20.2	33.0	あり
2	-4.5	-37.0	37.5		+12.5	-20.0	32.5	〃
3	4.0	-30.0	26.0		+13.0	-13.0	26.0	なし
C-1-SR	-5.4	-40.6	35.2	+5.9	+0.5	-34.7	35.2	〃
C-2-1	-4.5	-36.5	32.0	+35.1	+30.6	-1.4	32.0	あり
2	-4.6	-36.8	32.2		+30.5	-1.7	32.2	〃
3	4.2	-29.2	25.0		+30.9	+5.9	25.0	〃
4	-3.0	-19.9	16.9		+32.1	+15.2	16.9	〃
C-2-SR	-5.8	-39.2	33.4	+4.8	-1.0	-34.4	33.4	なし

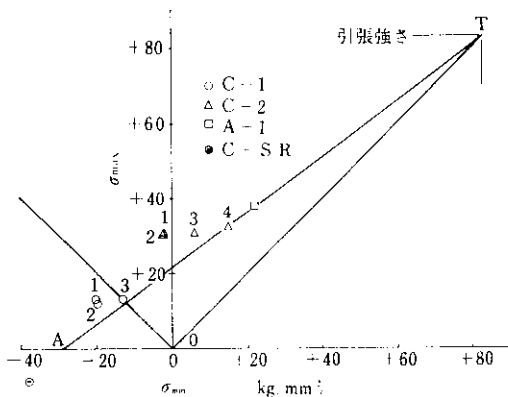


図 4-8 縦ビード溶接試験片(A型)の耐久限度
図とC型試験片試験条件の関係

ことがわかる。図 4-7 は C 型試験片の疲労試験時の応力軸方向の残留応力を測定した結果を示している。溶着金属の表面では C-1 型で最大 17kg/mm²、C-2 型で最大 35kg/mm² の引張り残留応力が存在しており、試験片端部では圧縮残留応力となる。表 4-7 は残留応力を考慮した場合の、溶接部での実疲労応力を示したものであり、溶接部では片振り圧縮ではなく、C-1 型試験片では両振り引張り圧縮応力が、C-2 型では (部分) 片振り引張り応力が作用していたと考えられよう。図 4-8 は A-1 型試験片の耐久限度と溶接の残留応力をもとに作製した縦ビード突き合わせ溶接試験片での耐久限度線図である。この図に C 型試験片の結果を残留応力を考えた応力で転置してみると疲労破壊しない領域 A T 以下に対して C 型試験片での試験条件は C-1-3 あるいは C-2 4 で亀裂発生に対する下限応力近傍になったことが推定できる。なお、全振幅 25kg/mm² で 2×10⁶ 回の片振り圧縮疲労試験を行ない、亀裂が発生した C-2 3 試験片の、亀裂の発生していない部分の残留応力は繰返し応力によってまったく変化していないことが、測定の結果判明した。さらに C-1, 2 試験片について SR 処理

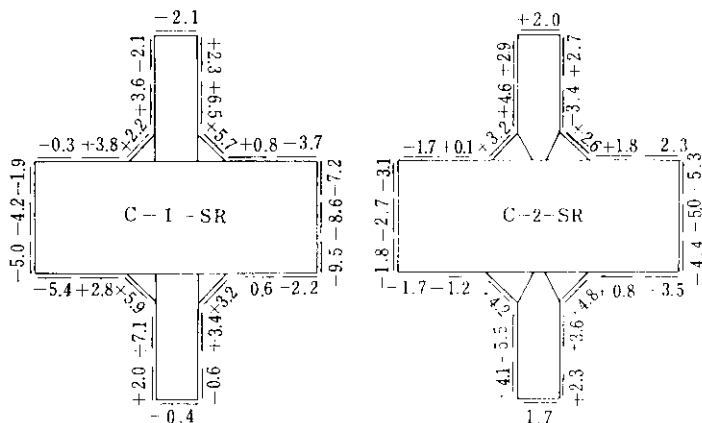


図 4-9 SR 処理後 C 型試験片の応力軸方向残留応力 (kg/mm²)

(600°C で 1h 保持徐冷) の後、-

2~40 kg/mm² の片振圧縮疲労試験を行なったが、亀裂の発生はなかった。C-1-SR, C-2 SR試験片の残留応力測定結果を図4・9に示す。

以上より疲労亀裂は引張り残留応力をもつ溶接部で発生し、伝播するが、圧縮残留応力をもち、部分片振り圧縮繰返し応力をうけている試験片端部で停留する。ついて、別の独立した亀裂が生ずるという過程で試験片全長にわたり数多く生じたといえよう。

4.2 小型模型梁 (D型試験体) による疲労試験

4.2.1 水平補剛材付き曲げ疲労試験梁

この試験は、梁の圧縮側に発生するひびわれ、とくに水平補剛材と垂直補剛材との交わる部分に発生するひびわれと、その成長過程について調査

するために計画したものである。そのため下フランジを上フランジに比べて格段に大きくすることによって、中立軸の位置を下げ、引張側での疲労破壊を防ぐように設計した (図4・10)。

問題の補剛材交差部では細部設計の形によつ疲労強度に差の出ることも考えられるので、2通りの形式を考え、図に示したようにD-1型とD-2型を製作、試験した。

鋼材は前記の試験片と同種のものである。溶接棒も同じKS-116を用いたが、棒径は4mmとした。使用した試験機、および荷重の繰返し速度も試験片の場合と同じである。ただし、図4・10のPと記した位置に加える最大荷重を13t、最小荷重を1tとした。

疲労試験の結果発生したひび割れの位置と進行状況は図4・11にスケッチしたとおりである。D-

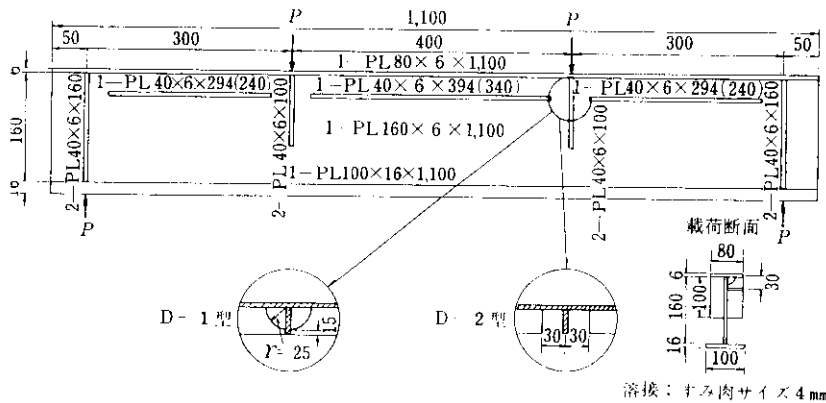


図4・10 D型試験体の形状寸法

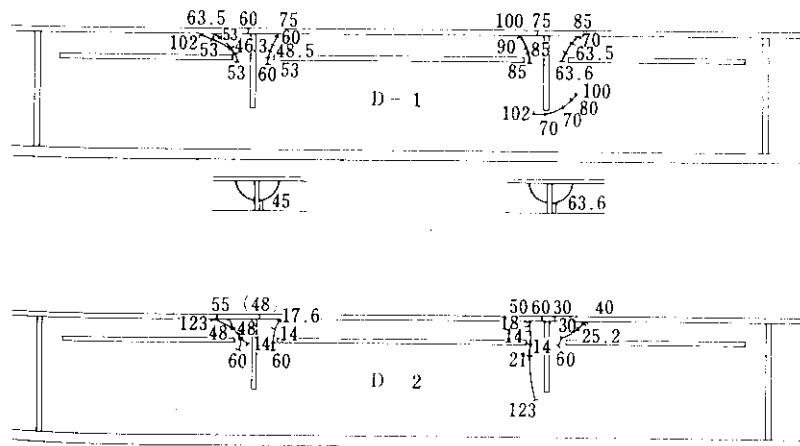


図4・11 D型試験体のひび割れ発生状態 (数字は繰返し荷重回数 単位×10⁴回)

1型の場合には繰返し数45万回でまず垂直補剛材と水平補剛材の十字型前面すみ肉溶接部が破断し、ひき続いてその付近の水平補剛材端部のまわり溶接部から上方 (圧縮フランジ側) へ向けて腹板のひび割れが発生、進行しはじめた。D-1試験体の右側荷重点付近も類似した経過をたどったが、この場合にはひび割れ発生時期がおくれ、70万回で垂直補剛材下端部に、ほぼ水平に近い方向のひび割れを生じた。そのほか、上フランジに垂直補剛材がT型に溶接されている位置のビード脚部から上フランジにひび割れが発生した。

D-2型試験体には水平補剛材と垂直補剛材

との十字型溶接部がないので、その位置でのひび割れは無いが、水平補剛材端部の腹板と垂直補剛材の溶接部における上フランジに、ひび割れの発生したことはD-1型と同様である。ただし、この場合のひび割れ発生回数はD-1型に比べてかなり早かった。両試験体を通じて、ひび割れの進行方向はほぼ最大圧縮主応力の方向と直交していることは興味ある現象である。

それぞれの試験体についてひずみ測定を行なったが、両試験体とも計算応力とはかなり違った実測応力が得られた。ひずみの測定は中央断面と各下向き載荷点の両側断面で行なったが、そのうち腹板での測定は腹板の片側だけであったため、腹板の面外曲げの影響を受けている可能性が大きく、そのままでは使えないので、上下フランジでの測定応力値から水平補剛材端の応力も求めてみた。またひび割れの発生した上フランジの垂直補剛材の溶接部では応力測定が行なわれていないので、その位置の両側測定点の応力の平均値で代表させることにした。このようにして、各ひび割れ発生点の応力とひび割れ発見時の荷重繰り返し数

との関係を示したのが表4・8である。いずれの試験体も測定応力値は計算値（水平補剛材無視）よりもかなり小さく、計算に水平補剛材を加えてみても、両者が一致すると言えるまでには近づかない。両試験体を比較してめだつことは、D-2試験体にくらべて試験体の測定応力がさらに小さいことである。

このように計算応力と測定応力が一致しない原因については不明であるが、ひび割れ発生のような局所的な問題は、測定が正しく行なわれているかぎり、荷重よりも局部での測定応力に関して整理するのが正しいと考えられるので、以下、そのような考え方で2, 3の検討を行なう。

4・2・2 梁の圧縮側における疲労強度

前項に記したように、梁の曲げ疲労試験において、圧縮側に疲労割れの発生することが確認された。この結果のうち、純粹に圧縮荷重によるものと考えられ、しかも測定応力との対比のできるものは上フランジと垂直補剛材とのT型溶接部にお

表 4-8 D型試験梁疲労試験結果

試験体	位置	種別	応力全振幅 (kg/mm ²)		ひび割れ発見時 繰返し数×10 ⁴
			計 算	測 定	
D-1	左右	垂直水平補剛材突合せ	—	—	45
		〃	—	—	63.6
	左右	上フランジ補剛材溶接	29.7	18.8	60
		〃	29.7	16.6	75
	左 外 左 内 右 外 右 内	水平補剛材端	17.4	12.4	46.3
		〃	20.8	11.0	48.5
		〃	17.4	11.0	63.5
		〃	20.8	9.6	85
右	垂直補剛材下端	—	—	70	
D-2	左右 外 右 内	上フランジ補剛材溶接	29.7	22.9	48
		〃	29.7	21.4	30
		〃	29.7	21.4	60
	左 外 左 内 右 外 右 内	水平補剛材端	17.4	12.6	48
		〃	20.8	16.8	14
		〃	17.4	12.4	26.2
		〃	20.8	15.6	14

ける上フランジのひび割れと、水平補剛材端部における腹板のひび割れである。

表4・8から前者の応力全振幅とひび割れ発生回数の関係を求めて図示したのが図4・12である。参考のために、前節に記した小型試験片による片振引振試験での結果のうち、最も継手形状の類似しているB-1型試験片の結果を並記してある。

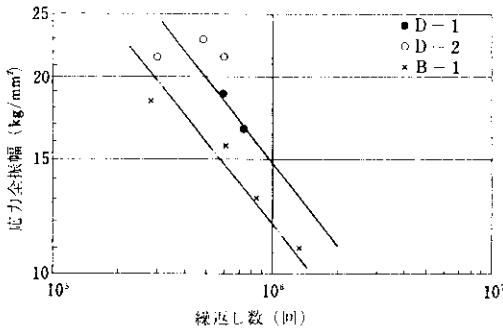


図4・12 上フランジと垂直補剛材との溶接部の疲労強度

同様の関係を、水平補剛材端について求めて図示すると、図4・13のようになる。この場合の対比に用いた小型試験片はB-3型である。ただし、 2×10^6 回以上の荷重繰返しに耐えて破断しなかったB-3-4およびB-3-5試験片の応力全振幅はいずれも 6kg/mm^2 以下であって、疲労限の値がそれらよりも高いという事実を示すのみであるから、図からは除外してある。

この場合、B-3型の結果のバラツキが比較的大

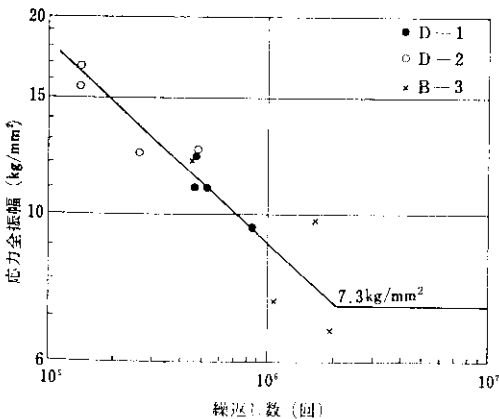


図4・13 水平補剛材端の疲労試験結果

きいが、3者に有意な差が認められない。共通のS-N線が 2×10^6 回に一致するのは、応力全振幅 7.3kg/mm^2 の場合である。この図から見ると、垂直補剛材と水平補剛材の取り付け部細部構造の差は、S-N線図上には生じない。D-1型のように水平補剛材と垂直補剛材を溶接で結合することの効果があるとすれば、それは水平補剛材の梁断面に対する寄与を大きくして応力を低下させることと、恐らく実橋での荷重の走行による腹板の面外曲げをともなう振動を拘束する役に立つことなどであろう。

図4・12と図4・13に共通する重要な結果は、圧縮応力のもとで試験したD型試験体と、引張応力で試験したB型試験片との結果が想像以上に良く一致したことである。古くは圧縮応力のもとでは疲労強度がきわめて高いか、またはまったくひび割れを生じることが無いと信じられていたが、ここで得た結果はその考え方と矛盾するように思われる。しかし、かつて菊池も梁の曲げ疲労試験中に水平補剛材端からひび割れの発生した例を報告¹³⁾し、残留応力の影響であろうと説明しているが、その可能性については十分に考えられる。

そこで、D-1型試験体と同じ試験体を用いて、水平補剛材端付近における腹板の残留応力を測定した。腹板の表と裏でかなりの差があるが、その結果から腹板の中立面における残留応力の、主応力値とその方向を求めると、図4・14のとおりである。図から知られるように水平補剛材の上フランジ寄りと下側とでは多少差があり、上側の方が最大引張主応力の方向が水平補剛材方向に近く下側では主応力方向がかなり傾斜している。また最大引張主応力の値は下側の方が大きい。しかし、上側でも残留している最大引張主応力値は約 18.0kg/mm^2 に達し、図4・13とくらべてわかるように、試験時の最大の応力全振幅の値を越えている。図示しなかったが、水平補剛材の付けられている表側表面での測定値では、最小引張側主応力値でも 22kg/mm^2 を越えており、したがってD型試験体では外力による繰返し応力は圧縮応力であったが、残留応力を加えると実際の応力繰返しは逆に引張応力の範囲内で行なわれていたと見なければならぬ。

この結果は既述のC型試験片に対する試験結果と符合しており、溶接組立梁では溶接にともなう引張残留応力の存在によって、梁の圧縮側にもひび割れを発生し、しかもその強度（ひび割れ発生繰返し数と応力の関係）は引張の場合と同じと考えて良いことが結論づけられる。このひび割れは、残留応力と外力による応力を加えた応力が圧縮だけになる領域に達すると、停留すると考えられるが、たとえば図4-11のD-2型試験体の右載荷点内側に発生し、下方に成長したひび割れのよう引張フランジ近くまで達しても、そこではたして完全に留まるかどうかは疑わしい。

上フランジのひび割れ発生位置について残留応力の測定をすることはできなかったが、その位置から考えて、大きな引張残留応力の存在したことに疑いの余地はない。

4-2-3 垂直補剛材付き曲げ疲労試験梁

この試験体は、引張側での疲労強度について試験する目的で作られたもので、垂直補剛材下端部と腹板と下フランジの溶接部が主な対象である。この試験は鉄道技術研究所で実施されたものであるが、使用鋼材、溶接方法、試験時期のいずれも前項までに記した試験と同じであり、試験の目的も調質80キロ鋼を鉄道橋へ適用するための資料を得ることにあるので、上記研究所の報告¹⁰⁾から引用して以下にその概要を述べる。

腹板と下フランジを溶接したすみ肉溶接部の疲労強度は、普通、前記のA型試験片のような縦ビード溶接継手試験片による試験結果と同等なもの

と仮定して、設計に採り入れられることが多いが、伊藤¹¹⁾らの実験によれば同じ縦ビード溶接継手試験片であっても、その大きさによって試験結果に差が生じるので、溶接組立梁としたときの疲労強度を確認する必要がある。

さらに、垂直補剛材を腹板に溶接した部分の疲労強度は、普通、リップ付き十字形前面すみ肉溶接継手試験片と呼ばれる、前記B-1型試験片のような試験片による疲労試験結果と同等なものと思なされるが、せん断力を受ける腹板の部分では主応力の方向が梁の軸線と平行にならないので、疲労強度が補剛材と直交する方向の応力によって支配されるのか、あるいは主応力に支配されるのかが実験的には判然としない。

このような問題点に対する実験的資料を得る目的で設計されたのが、図4-15のような試験体であり、全部で6体制作された。ここでは以下これをE型試験体と略称する。6体のうち4体は腹板と下フランジの溶接に普通のすみ肉溶接を用いたが、5番目と6番目の試験体では腹板に開先をとって完全溶け込みのK溶接とした。ただし、いずれも仕上げ加工はしていない。

疲労試験の結果発生したひび割れの位置と、それぞれの観察された荷重繰返し数は図4-16のとおりであった。図中の数字は繰返し数を 10^4 同単位で示したものである。この場合もD-1型試験体に発生したような水平方向ひび割れが載荷部直下の補剛材下端に見いだされるが、これは荷重の偏心などによる腹板の面外曲げの繰返しに起因するものである。E-3型試験体では腹板の曲げを拘

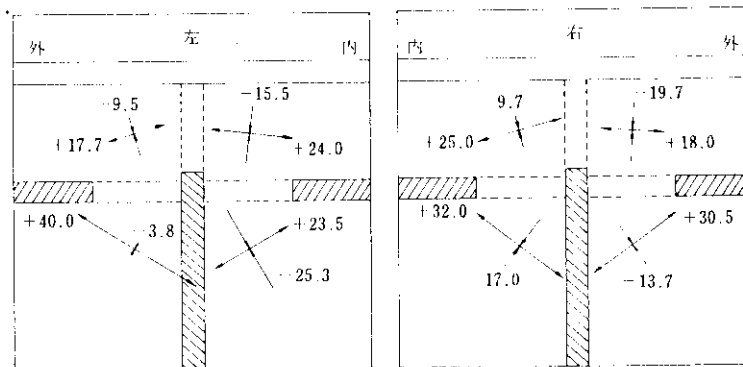


図4-14 D-1型試験体における載荷点付近腹板中立面の残留応力 (kg/mm^2)

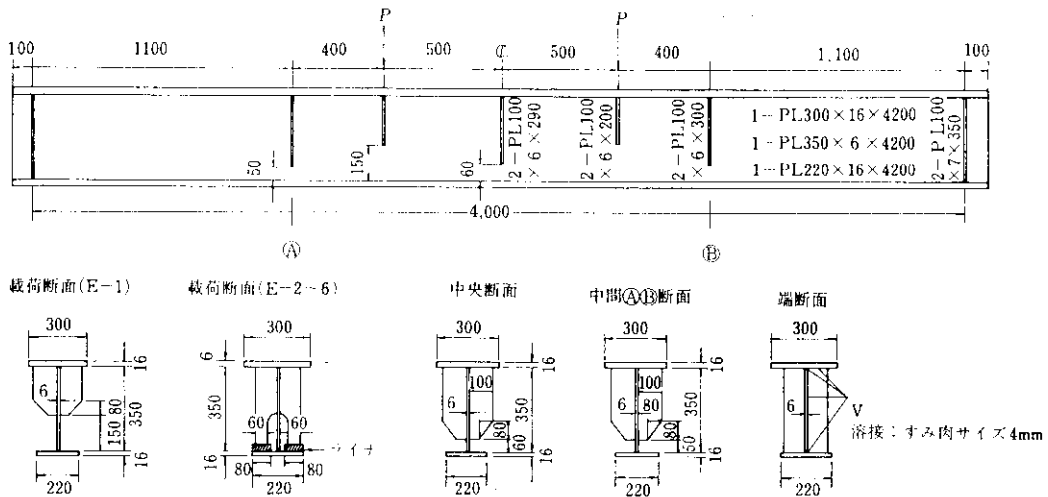


図 4-15 E 型 試 験 体

束するために用いた補剛材下端のクサビの位置にひび割れを生じたため、それ以後試験は継続しないで中止したが、それ以外のすべての試験体は腹板と下フランジの溶接部に生じたひび割れが下フランジに広がり、下フランジの破断によって破壊した。E-1とE-5の2体だけに中間垂直補剛材の下端にひび割れの発生を見たが、中央断面の補剛材下端にはすべて異常を生じなかった。

各試験体の実測寸法にもとづく応力全振幅の計算値と、初亀裂発生までの荷重繰返し数と、最終破断時荷重繰返し数をまとめたものが表 4-9 である。表中 σ_1 は下フランジ下面応力、 σ_2 は下フランジ上面応力、 σ_3 は補剛材下端水平方向応力、 σ_{3p} は補剛材下端最大引張主応力である。

この場合にも、D型試験体の場合と同様に、試験機荷重は必ずしもひずみゲージによる測定結果と対応しない。図 4-17 はその一例であるが、たとえば同じ荷重条件のE-4とE-5の応力はたがいに一致しない。したがって、ここでもできる限りひび割れ発生繰返し数は計算応力でなく測定応力とくらべられるべきであろう。

図 4-18 は腹板と下フランジの溶接部にはじめてひび割れの発見された荷重繰返し数と、応力振幅との関係を示したものである。白丸は下フランジの下面応力、黒丸は上面応力を用いたものであ

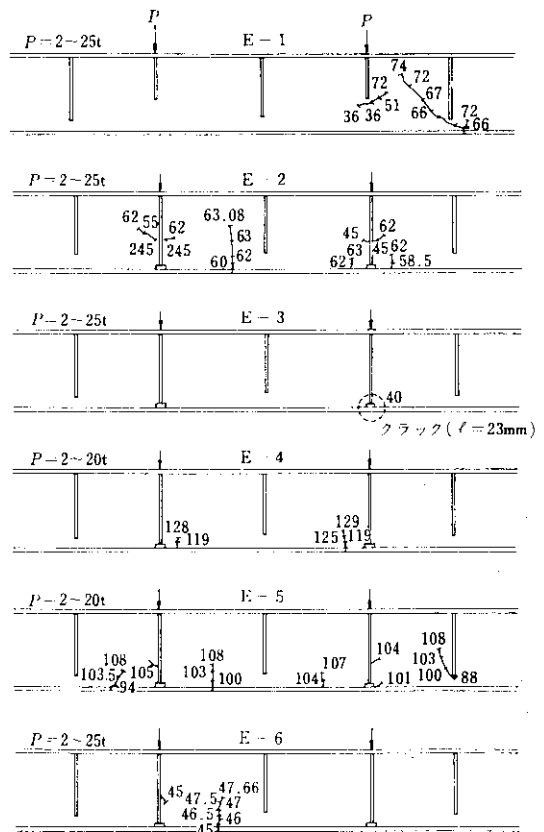


図 4-16 E 型試験体のひび割れ発生状況 (数値×10⁴回)

表 4-9 各けたの応力全振幅と破断結果

けた	寸法 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次 モーメント (cm ⁴)	動荷重(t) 曲げモーメント 上限、 下限 (t·m)	計算応力全振幅 (kg/mm ²)		初きれつ 発生までの回 数(10 ⁴)	最終破断 回数(10 ⁴)
					中央断面	① ② 断面		
E-1	1-PL300×16.8	111.6	31,327	25~2 3.75~0.3	$\sigma_1 = 23.55$	$\sigma_1 = 17.28$	36.0	74.02
	1-PL350×6.9				$\sigma_2 = 21.70$	$\sigma_2 = 15.92$		
	1-PL220×16.8				$\sigma_3 = 15.10$	$\sigma_3 = 11.07$		
					$\sigma_{3P} = 15.10$	$\sigma_{3P} = 16.55$		
E-2	1-PL300×16.9	113.1	31,283	25~2 37.5~0.3	$\sigma_1 = 23.58$	$\sigma_1 = 17.29$	24.5	63.08
	1-PL350×7.2				$\sigma_2 = 21.71$	$\sigma_2 = 15.93$		
	1-PL220×16.9				$\sigma_3 = 15.10$	$\sigma_3 = 11.02$		
					$\sigma_{3P} = 15.10$	$\sigma_{3P} = 16.17$		
E-3	1-PL300×16.9	112.2	31,923	25~2 3.75~0.3	$\sigma_1 = 23.06$	$\sigma_1 = 16.90$	40	中止
	1-PL351×7.0				$\sigma_2 = 21.23$	$\sigma_2 = 15.58$		
	1-PL220×16.8				$\sigma_3 = 14.75$	$\sigma_3 = 10.82$		
					$\sigma_{3P} = 14.75$	$\sigma_{3P} = 16.22$		
E-4	1-PL300×17.0	112.7	31,647	20~2 3.0~0.3	$\sigma_1 = 18.29$	$\sigma_1 = 13.41$	119	129.4
	1-PL350×7.0				$\sigma_2 = 16.85$	$\sigma_2 = 12.36$		
	1-PL220×16.9				$\sigma_3 = 11.73$	$\sigma_3 = 8.60$		
					$\sigma_{3P} = 11.73$	$\sigma_{3P} = 12.82$		
E-5	1-PL300×17.0	112.9	31,739	20~2 3.0~0.3	$\sigma_1 = 18.22$	$\sigma_1 = 13.36$	88	108.29
	1-PL350×7.0				$\sigma_2 = 16.77$	$\sigma_2 = 12.29$		
	1-PL220×17.0				$\sigma_3 = 11.66$	$\sigma_3 = 8.55$		
					$\sigma_{3P} = 11.66$	$\sigma_{3P} = 12.78$		
E-6	1-PL300×16.8	111.7	31,306	25~2 3.75~0.3	$\sigma_1 = 23.52$	$\sigma_1 = 17.25$	42.5	47.66
	1-PL350×6.9				$\sigma_2 = 21.67$	$\sigma_2 = 15.88$		
	1-PL220×16.9				$\sigma_3 = 15.05$	$\sigma_3 = 11.03$		
					$\sigma_{3P} = 15.05$	$\sigma_{3P} = 16.53$		

り、E-1からE-4までとE-5、E-6との間に差は認められない。すなわち、完全溶け込みと不完全溶け込みの差は見当らない。

図 4-19 はフランジ上面応力で整理したこの試験結果と、既述のA型試験片による結果を対比したものであり、参考のために建設省土木研究所のまとめた報告による小型試験片の試験結果のS-N線図¹²⁾と、鉄道技研による大型試験片のS-N線図¹¹⁾を並記してある。図に見られるように小型試験片によるこの種の試験結果のバラツキはかなり大きく、バラツキを考慮すると単にA-1とA-2ばかりでなく、土研資料によるS-N線との間の差も統計的には有意といえそうにない。鉄研の大型

試験片による成績はそのバラツキ範囲の下限に近い。しかしE型試験体による結果はさらに低く、溶接組み立て梁とした場合の、腹板と下フランジとの溶接部の疲労強度は、小型試験片による縦ビード溶接継手疲労試験結果より低下すると考えなければならない。

補剛材下端のひび割れ発生強度とB型試験片による結果を比較したのが、図 4-20 である。この場合の縦軸には計算応力振幅をとった。45°方向リブ付き試験片(B-2)のデータが少ないが、応力全振幅が20kg/mm²以下のところでは、B-1とB-2および補剛材下端部に有意な差は見いだされない。この場合、補剛材下端部の応力としては主

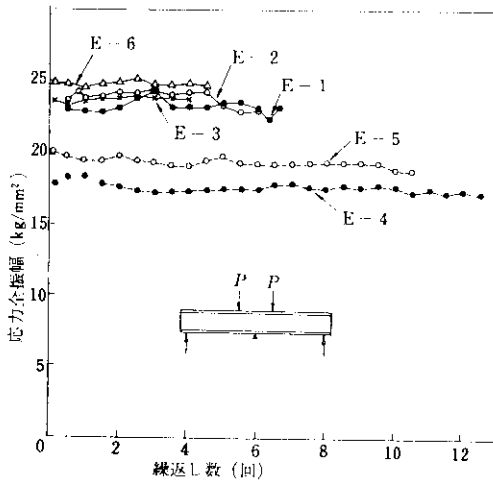


図 4-17 E 型試験体下フランジ中央下面の動的測定応力

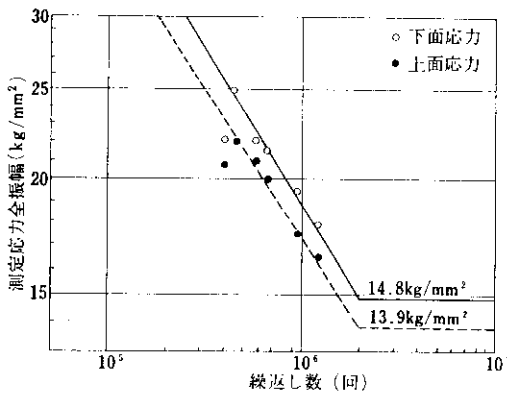


図 4-18 E 型試験体亀裂発生繰返し数と実測応力範囲の関係

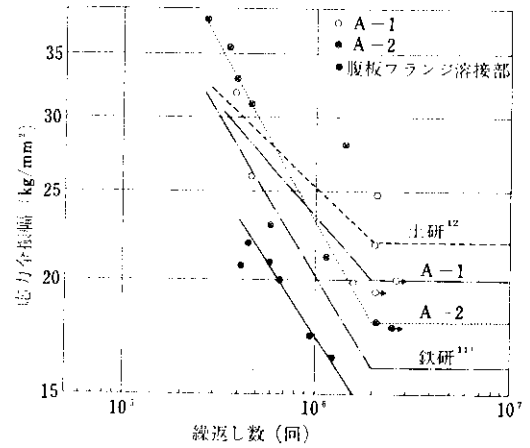


図 4-19 E 型疲労試験結果と A 型疲労試験結果との比較

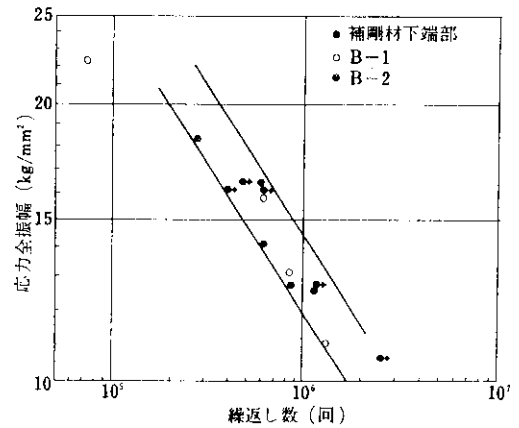


図 4-20 補剛材端疲れ強さ (E 型) とリップ十字溶接継手疲れ強さ (B 型) の比較

応力を用いて整理しており、梁の軸線方向応力で同様な S-N 線図を書こうとすると、中央断面の補剛材下端に全くひび割れを生じていないので、E-1 と E-5 にひび割れを生じたことの説明が困難になる。したがって、補剛材下端については主応力の値が疲労強度を決定し、しかもその方向は梁の軸線方向から 45° 以内の傾きであるかぎり、その傾きの影響は実用上無視される程度であると結論される。

5. あとがき

この報告は、わが国ではじめて 80kg/mm² 級高張力鋼を用いた鉄道橋を建設するにあたって行なわれた設計、製作および実験研究の概要を述べたものである。

80kg/mm² 級高張力鋼の橋梁への適用は近年進んできたとはいえ、設計上、製作上検討すべき問題を多く残している。

今回の設計では、載荷頻度が少ない重い荷重

と、載荷頻度が大きい平均的荷重を考慮することによって、静的強度は大であるが、疲れ強さの低下を考慮しなければならない80kg/mm²級高張力鋼の特徴を生かして、経済設計を行なうことができた。長大橋のように死荷重が大きい場合、あるいは疲労の影響を考慮する必要のない活荷重を併載する場合、地震や風荷重により設計が支配される場合などには、このように80kg/mm²級高張力鋼を有効に採用できるものである。

荷重の繰り返しの影響を考える必要のある場合、今回は単純なプレートガーダーであったが、今後複雑な継手、部材形状のある構造物を建設するためには、各種の継手に関する疲れ強さの究明が必要になる。

疲労試験については4.に示したような数種の試験を行ない、有用な資料を得たが、ここで残留応力の影響が明らかになった。このことは圧縮応力が作用する場合においても疲労亀裂発生の可能性を示すものであり、今後の検討事項となるものである。

製作上の問題としては、MIG溶接、ユニオン

メルト溶接が十分実用性があることがわかったが、組立時の仮付、予熱など施工において他の鋼材に比して若干工数を要する問題があり、なお検討を要するものと思われる。

本橋は46年7月に完成し、47年春より供用開始の予定であるが、載荷試験、長期荷重測定を行なって80kg/mm²級高張力鋼に関する鉄道橋の資料を蓄積していく所存である。80kg/mm²級高張力鋼のメリットは死荷重の大きい長大橋に適用されて最も効果的に見いだされるものであり、本研究がわが国の橋梁技術発展の一助ともなれば幸いである。

おわりに、本研究にあたり東大奥村教授より種々ご指導いただき、また本橋の設計、製作にあたり川崎重工業(株)野田工場大庭工場長、亀井工作課長、鈴木氏、橋梁設計部金谷課長、大主氏ならびに関西ペイント(株)担当者のご尽力をいただいたことに深謝の意を表す。なお本研究の実施は当社技術開発部、建材開発部、技術研究所、鋼構造研究所、千葉製鉄所土建部、管理部関係者の一致した協力を得たことを付記する。

参 考 文 献

- 1) AASHO: Standard Specification for Highway Bridges, (1969)
- 2) 比留間: 道路, (1965) 3~4, 220, 318
- 3) 土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会: 本州四国連絡橋技術調査報告書, (1967) 3, 477
- 4) 笹戸他: 橋梁と基礎, (1971) 5, 39
- 5) 日本鋼構造協会: JSSC, (1971) 6, 34
- 6) 土木学会: 鋼鉄道橋設計基準, (1970)
- 7) 竹名: 構造物設計資料 No.19 No.20 No. 21
- 8) 伊藤: 鉄道技術研究報告, (1969) 676
- 9) 川崎重工業(株): 「超高張力鋼を用いた土木構造物の溶接施工法確立に関する研究(第2報), (1971) 1
- 10) 伊藤, 西郷, 田母神: 鉄道技術研究報告, (1971) 762
- 11) 伊藤, 江口: 鉄道技術研究所速報, (1967), 67-88
- 12) 土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会: 本州四国技術調査報告書付属資料3, 鋼材に関する調査, (1967) 2, 65
- 13) 菊地, 福本: 名大土木研究報告書, (1968) 5003