

2主桁橋「ホロナイ川橋」の横桁構造に関する検討

A Study of Structural Performance in the Cross Frame Structure for the Two-girder Bridge 'HORONAI RIVER BRIDGE'

橋 吉宏

Yoshihiro TACHIBANA

川田工業㈱技術本部研究室係長

志村 勉

Tsutomu SHIMURA

川田工業㈱橋梁事業部開発営業部係長

田中 一夫

Kazuo TANAKA

川田工業㈱工事本部東京工事事務課

森下 弘行

Hiroyuki MORISHITA

川田工業㈱橋梁事業部東京技術部設計一課

平野 健二

Kenji HIRANO

川田工業㈱技術本部研究室

伊藤 博章

Hiroaki ITO

川田工業㈱橋梁事業部東京技術部次長

The Horonai River Bridge is situated between the Oshamanbe Interchange and the Ogatatooya-ko Interchange on the Cross-Hokkaido Expressway. The Horonai River Bridge has the distinction of being the first two-girder bridge to serve as an expressway bridge in Japan.

The bracing system was the most critical issue in the preliminary design of the two-girder bridge. An exhaustive series of studies, including three-dimensional FEM analysis, were conducted and the results led to the adoption of a cross-frame structure.

Compared to the customary plate girder bridges built in Japan, the cross-frame has a significantly different structure. This report presents a general outline of the Horonai River Bridge and discusses how its design differs from the cross-frame structures previously used in Japan. The report also details the results of loading tests, on real-size bridge parts mockup, to determine the detailed design of the cross-frame installation areas. Additionally, it covers the results of fatigue loading tests performed on half-scale mockups to confirm the bridge's overall behavior and its fatigue strength characteristics.

Key words: two-girder bridge, Horonai River Bridge (that is, bridge over the river Horonai), cross frame, loading test

1. はじめに

ホロナイ川橋は、北海道縦貫自動車道の長万部I.Cから虻田洞爺湖I.C間に位置し、高速道路橋としてはわが国初の本格的な2主桁橋である。2主桁橋の利点は、主桁本数を少なくすることにより、材片数、部材数や溶接延長を低減でき、製作工数の低減と現場作業の効率化により経済性を図るものである¹⁾。

2主桁橋自体は、欧米では一般的な形式であり、わが国でも昭和30年代から昭和40年代前半にかけて、2主桁橋や3主桁橋の少数主桁橋が建設された年代があった。しかし、昭和40年代半ばからRC床版の損傷が多く報告されるようになり、昭和48年の道路橋示方書では床版に対する規定が改定され、それに対応して標準設計の床版支間は3.85 mから3.00 m、床版厚は18 cmから23 cmに変更された。このころを境にわが国では、床版の設計モーメントの低減や維持補修の観点から、桁橋では多主桁で床版と鋼桁が非合成構造の橋梁へと向かった。最近、再び少数主桁が注目されるようになったのは、プレストレストコンクリート床版の鋼桁への適用が可能な背景ができ、上記したように従来の多主桁橋に比べ経済的となるからである。

2主桁橋を設計するにあたり、大きな検討課題となったのはブレースシステム（横桁・対傾構・横構）で

あった。ヨーロッパの道路橋の例では、1960年代のドイツのアウトバーンにみられる対傾構のみとした構造例や、最近のフランスにおけるH形鋼を用いた横桁のみとした構造例のように、対傾構あるいは横桁のみとする構造が一般的であり²⁾、省力化を図った構造と言える。ホロナイ川橋では省力化の観点から、床版剛性を期待して下横構を省略した横桁のみの構造としており、わが国のI桁橋に比べるとかなり異なった構造としている。

本文では、本橋の概要と、これまでの橋と大きく異なる横桁の設計検討について述べ、横桁取付部のディテール構造を決定するために実施した実物大部分模型による載荷試験、全体挙動と疲労に対する確認を行うために実施した1/2スケール模型による疲労載荷試験の結果について報告する^{3)~6)}。

2. ホロナイ川橋概要

本橋の設計条件と一般図を表1および図1に示す。図1に示すように、橋長107.0 m、支間長53.0 mの2径間連続非合成I桁橋である。主桁間隔は6.0 m、桁高3.0 m、フランジ幅は上下960 mm、970 mmと一定とし、最大板厚は49 mm、腹板厚も23 mmで一定である。垂直補剛材は横桁位置とその間に1本とし、水平補剛材は中間支点付近のみに設け、その他の区間では設置していない。断面変化も添接位置のみで行い、断面変化の突き合わせ溶接を排除

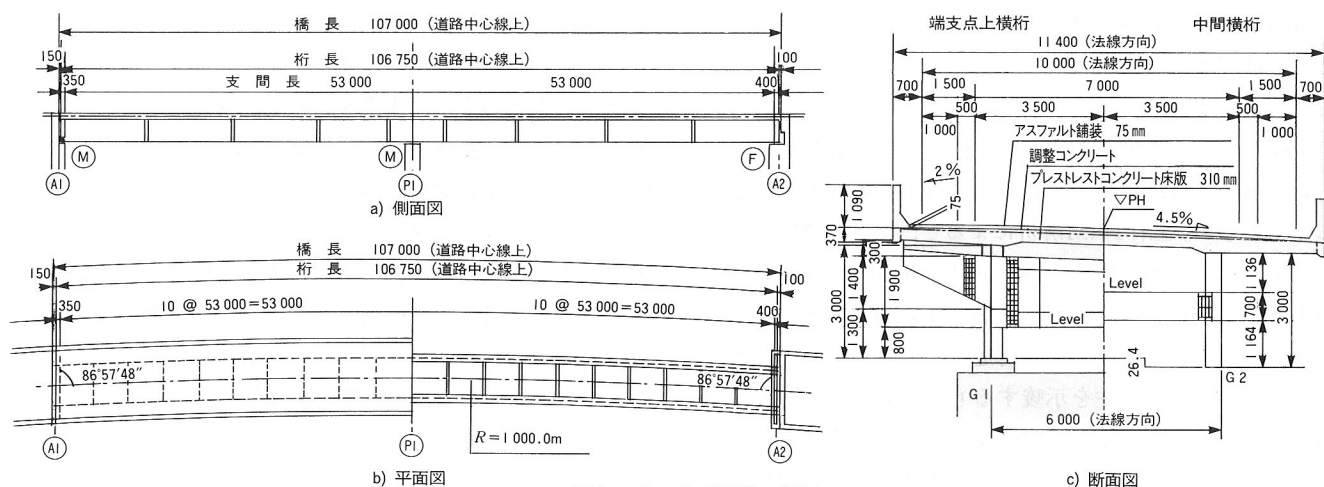


図1 ホロナイ川橋一般図

表1 設計条件

橋 長: 107.0 m (道路中心線上)
桁 長: 106.750 m (道路中心線上)
道路規格: 第一種第3級B規格
荷 重: B活荷重
形 式: 鋼2径間連続2主桁橋
支 間: 53.000 m + 53.000 m (道路中心線上)
有効幅員: 10.000 m (法線方向)
斜 角: 平面図参照
平面線形: $R=1000.0$ m
横断勾配: 4.5%直線勾配 (路肩折れ部2.0%)
縦断勾配: $\nabla 2.5\%$, $\nabla 2.6\%$ (VCL=800 m)
地震係数: 水平震度 $K_h=0.17$
床 版: プレストレストコンクリート床版 $t=310$ mm
PC鋼材: PC鋼より線 SWPR19 $\phi 21.8$ mm
床版鉄筋: SD345, (SD295)
使用鋼材: SMA400W, SMA490W, SMA570WQ (耐候性鋼材ホロナイ川橋仕様, 寒冷地適用)
適用示方書: 設計要領第二集 (平成2年7月)
道路橋示方書・同解説 (平成6年2月)

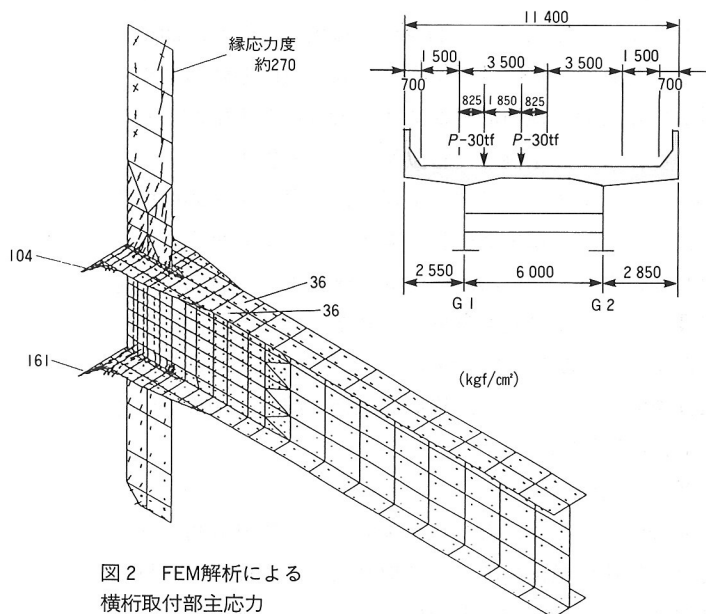


図2 FEM解析による
横桁取付部主応力

した。また、ブレーシングシステムとして、横構を省略した型鋼による横桁のみの構造とした。

床版は厚さ31 cmで、橋軸直角方向にプレストレスを導入したPRC構造として設計し、PC鋼材としてグラウト作業が不要なアフターボンド鋼材を使用した。また、床版施工に移動型枠を採用し、鉄筋組立方法として現場近くのヤードで組み立てた鉄筋ブロックを一括して型枠に設置する方法を用い、その設置条件から、ずれ止めとして頭付きスタッドを用いた。また、中間支点付近の床版については、コンクリート打設に伴って施工中に発生するひび割れ幅が有害とならないように、橋軸方向の鉄筋はD19を10 cmピッチで配筋した。

3. 2主桁橋の挙動と横桁の設計検討

(1) 2主桁橋の挙動と横桁の断面力

床版剛性を期待すると、横構のない2主桁橋は開断面桁としての挙動を示し、断面にねじりモーメントが作用すると、断面形状を保持した状態で回転変形する。した

がって、横構のない2主桁橋の横桁には、主桁のたわみ差による断面力はほとんど生じない。一方、このような断面の変形に加えて、そりねじりにより橋軸方向にも変形を生じる。このような断面変形やそりねじりによる変形に伴い、各部材には付加的な応力が発生する。ここでは省略したが、ブレーシングシステムの相違がこれらの挙動に及ぼす影響を把握するために、種々のモデルについて、FEM立体解析を行い、横構の有無、横桁の設置高さおよび配置を検討する際の資料とした⁴⁾。

このような、2主桁橋の挙動の一例として、支間中央の車両走行位置に30 tf+30 tfの輪荷重を作用させた時に横桁取付部に生じる応力解析結果を図2に示す。この載荷状態は、断面には曲げとねじりが同時に作用する状態であり、載荷荷重は日本鋼構造協会の鋼構造物の疲労設計指針・同解説⁷⁾による疲労照査荷重T-60である。解析では、床版と鋼桁とは合成しているものとして取り扱い、床版をソリッド要素、主桁および横桁はシェル要素により分割して解析を行った。解析結果によると、本橋

では横桁に生じる応力はわずか36kgf/cm²であった。

(2) 横桁の設計検討

① 横桁間隔

上述したように横構の無い2主桁橋では、偏載荷重に対して横桁には、主桁のたわみ差に対する断面力はほとんど生じない。立体FEM解析によると、支点上横桁と支間中央付近に1本の横桁を設ければ、6m間隔程度に横桁を配置した場合と、多くの挙動で比較的同程度の値を示した。このことは完成時の構造としては横桁間隔を相当大きくできる可能性を示唆するものである。一方で、横桁間隔を大きくすると、中間支点付近の負曲げモーメント位置での下フランジの固定点間距離が大きくなり、許容応力度の低減に伴って断面が不経済になってゆく。また、ホロナイ川橋では曲線桁を採用しており、曲率による付加応力の影響は横桁などの固定点間距離の2乗で増加するため、横桁間隔があまり大きいと主桁が不経済となる。また、本橋では移動型枠による施工を前提としているが、中床版の型枠、支保工は移動時を含め横桁で支持するため、横桁間隔は一施工長として計画することが必要になる。この時、配筋筋（橋軸方向主鉄筋）の定尺長とそのラップ長も考慮する必要がある、横桁間隔は5.7m以下であることが望ましい。したがって、これらの条件を満足するように、横桁間隔は支間長を10等分する5.3mを選定した。

② 横桁断面

非合成桁として設計された本橋では、橋軸直角方向の荷重の伝達は横桁のみとして取り扱い、平面格子解析では偏載荷重が作用すると横桁にはそれに対応するせん断力と曲げモーメントが発生する。さらに、平面線形とし

て半径 $R=1\,000\text{ m}$ であり、ゆるやかな曲線がかかっているために鉛直荷重が作用すると主桁下フランジに水平力が働く。本橋のように横構を省略した構造では、この水平力に対して、断面がラーメン構造として耐えるように横桁を設計する必要がある。

また本橋では、フランスで一般的な移動型枠を用いた床版施工法を採用し、施工時には床版支間部の型枠は横桁で直接に支持される構造としている。したがって、架設時に作用する断面力に対しても照査する必要がある。

これらの断面力の集計結果を表2に示す。この結果か

表2 横桁設計モーメント

				横桁端部曲げモーメント (tf・m)
格子作用	D	1		-9.400
	$D+L$	2	max	-7.000
			min	-15.900
曲線 ラーメン用	D	3		-11.400
	$D+L$	4		-19.500
横桁自重	D	5	max	0.000
			min	-0.420
風荷重	活荷重無 W_D	6	max	5.367
			min	-5.367
	活荷重有 W_L	7	max	2.683
			min	-2.683
施工時	移動型枠	8	max	0.000
			min	-23.600
$D+L$ (1/1.00)	2+4+5		max	-26.500
			min	-35.820
$D+C$ (1/1.25)	1+3+5+8		max	-16.640
			min	-35.856

表3 横桁設置高さ効果

項 目	上段	中段	下段	備 考
下フランジの固定点間距離	△	○	○	上段の場合、横桁と垂直補剛材の剛度を大きくすれば可能である (U型フレームとしての剛性が必要)。
架設時の安定性	△	○	△	架設時仮ブレースなどの設置もしくは、垂直補剛材強化でも可 (U型フレーム)。ただし、座屈は別の問題としてとらえる。
曲線桁としての安定保持	△	○	○	上段でも横桁と垂直補剛材剛度が大きければ可。ただし、垂直補剛材の応力は中段が有利である。
床版たわみに伴う下フランジの水平変位	△	○	○	下方など軸力で抵抗させられるため有利である。最上位置では曲げ剛性で拘束する。
主桁全体のねじれに対するそり・橋軸方向変位	○	○	△	下ほど不利。横桁の面外曲げに配慮できる構造にすれば下段も可能である。
床版のプレストレスロス、横桁への軸力増加	△	○	○	PC鋼材の緊張に伴う軸力に加え、クリープ、乾燥収縮によって軸力が増加する。
移動型枠・支保工の支持材として	×	○	△	現場打ちの場合、上段は移動型枠が設置不可であり、下段では支保工が大きくなる。
風荷重など横方向の分散	△	○	○	上段でも横桁と垂直補剛材剛度が大きければ可能。ウェブの抵抗力は弱いので上下フランジと垂直補剛材および横桁で抵抗する。
主桁応力による取付部の疲労	○	△	△	桁の実質挙動は合成桁であるため、上段ほど有利である。
総 合 判 定		採用		

ら、架設時の設計曲げモーメント35.856 tfと、死荷重および活荷重作用時の設計曲げモーメント35.820 tfとはほぼ等しい結果になり、この設計曲げモーメントにより断面が決定された。結果として、できるだけ鋼重を低減するため建築用のスリムなH形鋼を採用した。

③ 横桁設置高さ

FEM解析の結果を踏まえたうえで、表3に示すように、横桁の設置高さに対して構造への影響を検討した結果、優位性があり、床版施工用の移動型枠の支持を考慮して中段に設置した。

4. 横桁取付構造に対する実験検討

(1) 横桁取付構造の候補案

主桁と横桁の取付構造は、構造詳細が主構造の疲労強度に大きく影響するため⁸⁾、疲労に強い構造を選定する必要がある。この横桁取付構造として、わが国や海外の例の調査^{2),9)}に加え、設計および製作性を考慮した結果、図3に示す4つの候補案について載荷試験を実施し、実橋への適用性の検討を行うことにした。

① 三角リブプレートを用いた接合 (Type1)

フランスで一般的な接合構造であり、T形の垂直補剛材に三角リブプレートを介して接合する方法である。疲

労損傷の要因である溶接部をなるべく少なくする目的で、控え材のない構造を採用した。この構造では、垂直補剛材と主桁下フランジとが接する場所における応力集中を小さくする工夫として、T形の垂直補剛材フランジにはゆるやかな曲線を付け、さらに、このフランジにつけた曲線の端部と垂直補剛材ウェブとの交差部は止端仕上げを行った。また、T形の垂直補剛材としては、疲労を考慮して型鋼の採用は避け、ビルトアップにより製作する方法を採用した。

② コネクションプレートによる接合 (Type2)

ウェブにコネクションプレートを溶接して接合する構造は、わが国でも一般的に用いられている構造である。この構造では、コネクションプレート止端部の応力集中を緩和するために、コネクションプレートに曲線を付けて止端部を仕上げた。また、コネクションプレートと垂直補剛材とは、せん断力が直接伝達できるよう溶接している。

③ スプリット・ティー接合 (Type3)

引張ボルトによる接合方法は、溶接がないため疲労に対して有利な構造であり、製作についても省略化を図ることが期待できる構造である。スプリット・ティー接合では、コネクションプレートをウェブに貫通させたボル

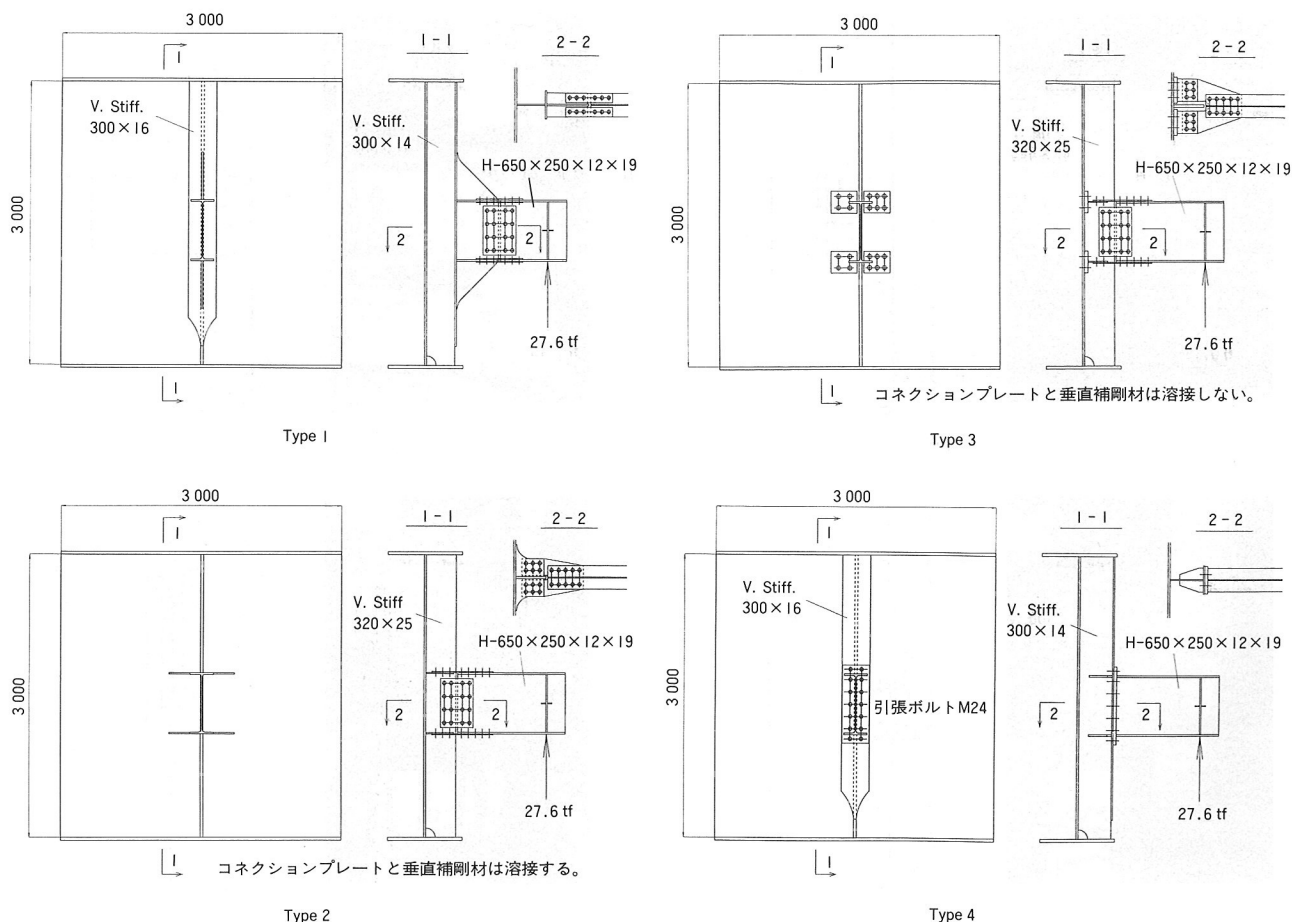


図3 横桁取付構造 (模型)

トにより引張接合を行っている。この構造では溶接がないことが特徴であり、コネクションプレートと垂直補剛材とは溶接していない。

④ エンドプレート接合 (Type4)

エンドプレート接合は、T形の垂直補剛材にエンドプレートによりボルト引張接合を行った構造である。T形の垂直補剛材は、三角リブプレートをを用いた接合方法と同様な構造にしたが、横桁フランジ位置には控え材を設けた。

なお、引張ボルトの設計は、日本鋼構造協会の橋梁用高力ボルト引張接合指針(案)¹⁰⁾によった。

(2) 載荷方法

模型は、図3に示すように桁高3m、長さ3mの主桁に、片持ち梁の横桁を取り付けたものであり、載荷は鉛直方向および橋軸方向について行った。

① 鉛直方向載荷

載荷荷重は、設計モーメント35.9 tf・mに相当する荷重 $P=27.6$ tf(アーム長さ1.3m、 $27.6 \times 1.3 \text{ m}=35.9 \text{ tfm}$)を載荷した。上述したように、床版架設時にはこの設計モーメントが作用する。一方、変動応力については、前出の図2に示したように、床版剛性を考慮した状態でT-60により発生する応力はFEM解析結果から36 kgf/cm²

で設計応力に対してわずか4%程度であり、疲労が問題となる応力レベルではないと言える。

② 橋軸方向載荷

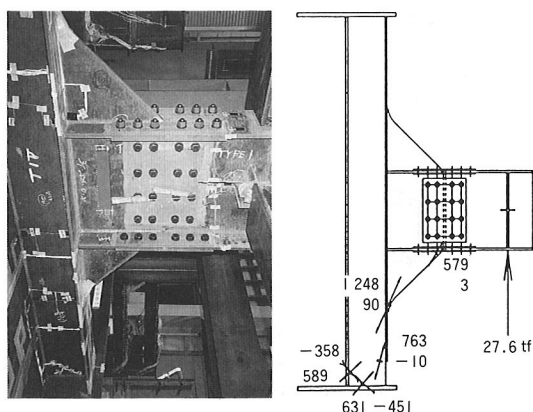
横桁取付部には、そりねじりによる橋軸方向変形に伴った2次応力が発生する。荷重として60 tfを片側主桁中央に偏載した場合、桁端における主桁間の相対変位は主桁下フランジ位置で2.4 mmであり、このときに、横桁下フランジ位置での主桁間の相対変位は1.0 mmとなる。相対変位1.0 mmに対する固定端モーメントは0.17 tf・mであった。対応する水平方向の力は0.13 tfであるが、載荷荷重は測定精度の関係から $P=1.0$ tfとした。

(3) 載荷試験結果

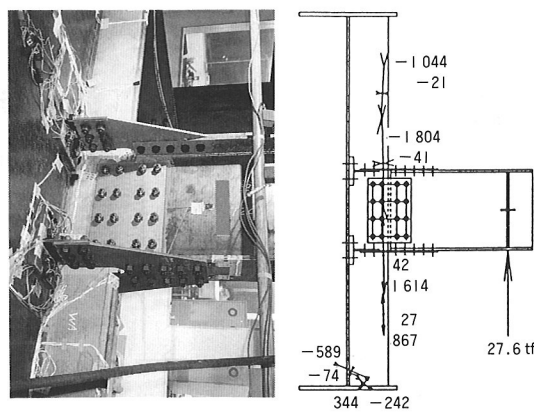
図4に鉛直載荷時の試験結果を示す。ここで示した応力値は、比較的大きな値が計測されたひずみゲージの計測値である。なお、橋軸方向載荷については、測定された応力レベルが問題なかったことからここでは省略した。

① 三角リブプレートをを用いた接合 (Type1)

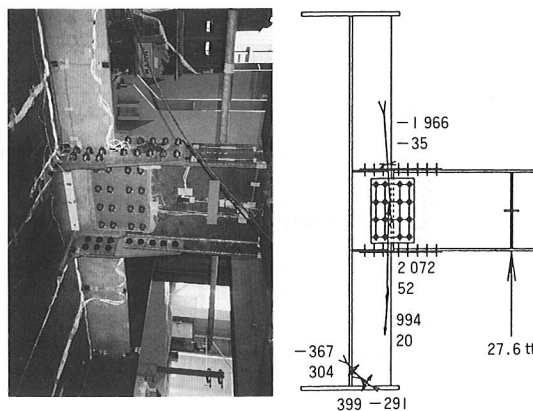
図4に示した主応力図では、三角リブプレートを通して応力が垂直補剛材に流れるようすが示されており、最大主応力が600~800 kgf/cm²程度であるが、リブ端部で応力が集中し1248 kgf/cm²の最大主応力が測定された。また、スカラップ部周辺の局所的な応力集中に対しては、



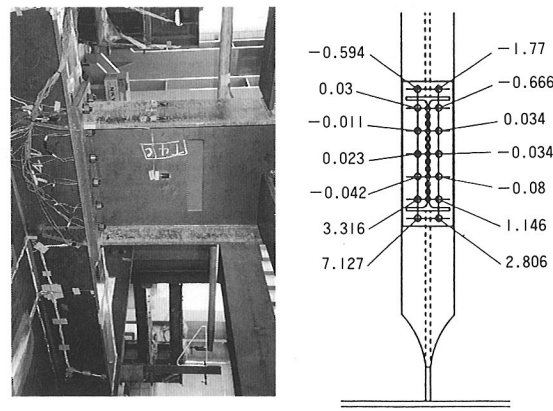
Type 1 (主応力図, kgf/cm²)



Type 3 (主応力図, kgf/cm²)



Type 2 (主応力図, kgf/cm²)



Type 4 (軸力変化量, tf)

図4 試験結果

垂直補剛材部で631 kgf/cm²、主桁ウェブで498 kgf/cm²であった。

② コネクションプレートによる接合 (Type2)

大きな応力が計測された場所は、垂直補剛材の横桁フランジが交差する場所であり、最大主応力度2 090 kgf/cm²が計測された。また、スカラップ部周辺の局所的な応力は垂直補剛材部で399 kgf/cm²であった。

③ スプリット・ティー接合 (Type3)

コネクションプレートによる接合同様に、垂直補剛材と横桁フランジプレートの交差する付近の垂直補剛材の応力度が大きいことがわかる。引張ボルトについては、垂直補剛材をはさんだ内側のボルトに軸力変化がみられたが、この量は設計で想定した値以下であった。

④ エンドプレート接合 (Type4)

エンドプレート接合では、図4に示したように引張ボルトの軸力変化は偏りが激しく、最大で7.127 tfの軸力増加があった。このボルトは降伏ボルト軸力の27.3 tを超え、設計荷重作用時でボルトの降伏軸力に至る過大な軸力変化が測定された。これは、エンドプレートの板厚とボルトのバランスに問題があるものと考えられ、設計方法が今後の課題であると思われた。したがって、この構造詳細は実橋には適用できないと言えた。

(4) 横桁取付構造の選定

載荷試験の結果から、エンドプレート接合を除いては、計測された応力値は許容値以下であり、実橋で適用可能であることがわかった。

ここで適用可能と判断した3案を比較すると、三角形リブプレートを用いた案が他の案に比べ製作性に劣ることや、主桁上フランジとT形垂直補剛材の交差部の施工性に若干の課題が残ったことから、実橋に採用する構造案としてコネクションプレートによる接合とスプリット・ティー接合の2案に絞られ、実橋では径間ごとに異なる構造を採用することを前提に、次章に示す1/2スケール模型による疲労試験を行い、疲労を含めた十分な安全性の確認を行うことにした。

5. 1/2模型による載荷試験

実橋で採用する横桁取付構造の疲労に対する安全性の検証に加え、2主桁橋の立体的な挙動および断面変形の把握と解析法の妥当性の確認、および、変形に伴う横桁取付構造部の局所的な応力集中を把握する目的で、1/2スケール模型による静的載荷試験および疲労載荷試験を実施した。

(1) 1/2スケール模型

図5に1/2スケール模型を示す。1/2模型は、疲労載荷時の応力レベルおよびバランスを考慮して部材寸法を表4のように決定した。特に床版については、主桁フラン

表4 1/2スケール模型と実橋との比較

		1/2 模型	実 橋
主 桁	上フランジ	450×19 mm	950×31~49 mm
	ウェブ	1 500×10 mm	3 000×23 mm
	支間	10 m	53 m
	垂直補剛材	200×16 mm	320×25 mm
	スタッド横桁部 一般部	150, 200 mmピッチ 500 mmピッチ	200 mmピッチ 500 mmピッチ
床 版	床版厚	19 cm	31 cm
	床版支間	3 m	6 m
横 桁	サイズ 位置	H-340×250×9×14 615+340+545 mm	H-700×250×12×19 1 400+700+900 (G1) 1 136+700+1 164 (G2)

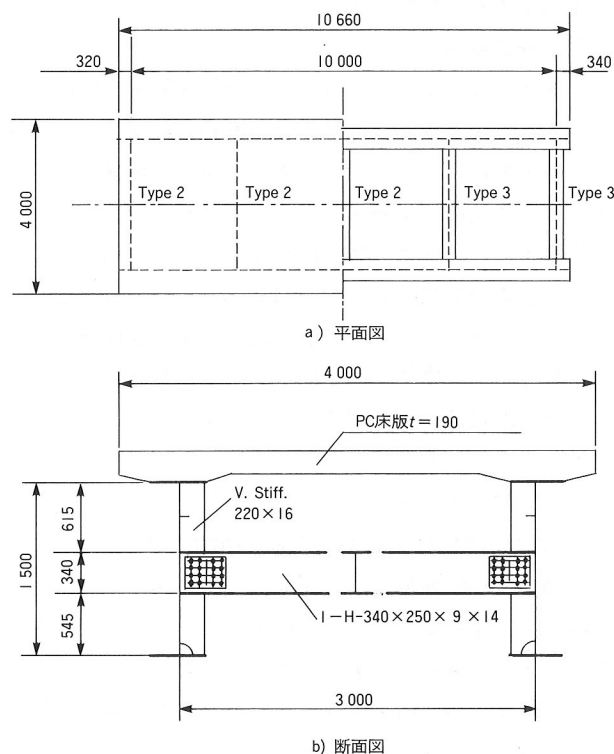


図5 1/2スケール模型

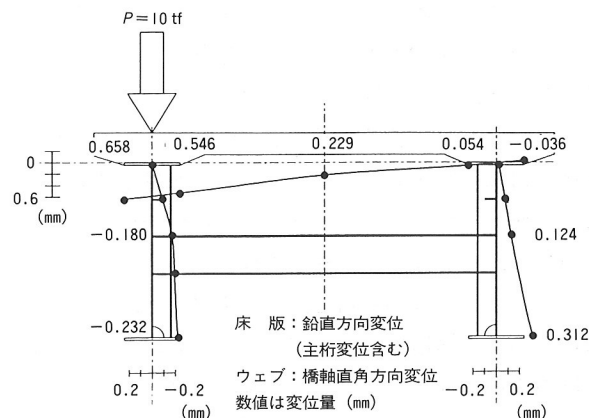


図6 偏載載荷時の断面変形

ジの首振りによる垂直補剛材の応力集中がひとつの着目点であることが予測されたため、床版厚を設定するにあたり床版の支点回転角を指標とした。すなわち、1/2模型では、実橋と同程度の床版の支点回転角が再現できるように床版厚を19 cmとした。ただし、疲労載荷試験の載荷荷重の決定にあたり、静的載荷試験とFEM立体解析の結果を参考とした。なお、横桁取付構造については、コネクションプレートによる接合 (Type2) とスプリット・ティー接合 (Type3) の2タイプの構造を用いた。

(2) 静的載荷試験

疲労試験を実施する前に静的載荷試験を実施した。試験は、載荷板寸法を20×50 cm、載荷荷重10 tfとして、載荷位置を移動させながら静的載荷試験を実施した。ここでは、載荷試験結果の一部として、片側主桁中央載荷時と床版中央載荷時の結果を示す。

① 偏載載荷

片側主桁中央に10 tfを載荷した時の断面変形図 (床版：鉛直方向変位、ウェブ：橋軸直角方向変位) を図6に、横桁取付部の主応力図を図7に示す。横構のない2主桁は開断面桁の挙動を示し、断面にねじりモーメントが作用すると、構造全体が回転するように変形することが、設計検討時に実施したFEM立体解析により確かめられている。図6に示した変形図は、若干の断面変形は認められるものの構造全体が回転するような変形挙動を示し、横桁取付部に発生する応力は、図7に示すように主応力の最大が39 kgf/cm²と小さかった。

② 床版中央載荷

床版中央に10 tfを載荷した時の横桁取付部の主応力図を図8に、断面変形図を図9に示す。図9に示した変形図より、床版変形により主桁上フランジに首振りが生じ、ウェブの変形は、横桁位置でほぼゼロであり、横桁上フランジから主桁上フランジで挟まれた区間では外にふくらむように変形することがわかる。これは、床版の支点回転の中心が床版中立軸であるために、主桁上フランジ位置ではウェブが外に押されるように変形することによる。この変形に伴い、図8に示すように垂直補剛材上縁では主応力で282 kgf/cm²の応力が生じた。ここでは省略したが、別に実施した1/2模型モデルによるFEM立体解析によれば鉛直方向応力は約345 kgf/cm²であり、計測値とほぼ対応するといえた。なお、頭付きスタッドの応力を測定したが、コンクリートと鋼桁の付着が効いているため、有意な応力は計測されなかった。

以上に示した静的載荷試験の結果に加え、他の載荷位置においても横桁取付部に発生する応力は小さく、有害な応力集中は発生しないことが確認された。また、主桁上フランジの首振りにより垂直補剛材上縁に比較的大きな応力が発生したが、この応力は理論解析で予測でき、

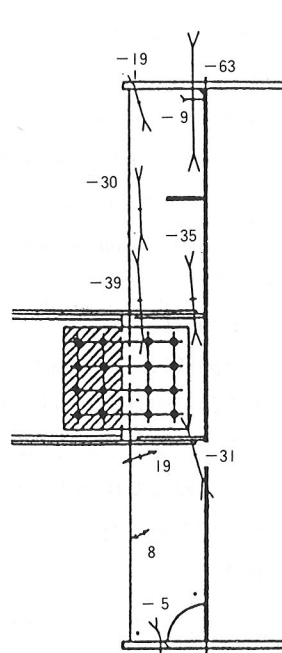


図7 偏載載荷時の主応力 (kgf/cm²)

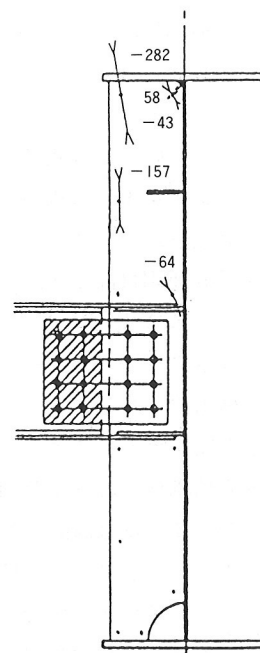


図8 床版中央載荷時の主応力 (kgf/cm²)

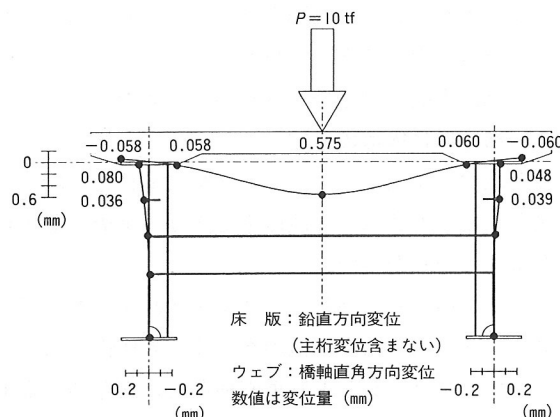


図9 床版中央載荷時の断面変形

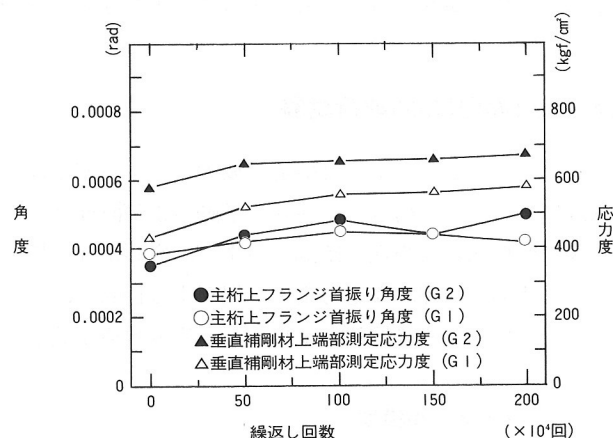


図10 繰返し載荷に伴う測定応力度の変化 (床版中央15 tf載荷時)

これらの結果を参考に、以下に示すように疲労載荷試験を実施した。

(3) 疲労載荷試験

静的載荷試験を踏まえたうえで、疲労載荷試験を実施した。ここで、上フランジの首振りによる垂直補剛材の疲労による変動応力レベルは、図2に示したと同様なFEM立体解析により300 kgf/cm²程度であることが予測された。この量は静的載荷試験時と同レベルの発生応力であったが、疲労載荷時においては安全をみて静的載荷荷重の1.5倍の15 tfを床版中央に載荷し、また、同時に80 tfを片側主桁中央に載荷する状態で、ジャッキ2台を連動させて200万回までの繰返し載荷を実施した。

試験の結果の一部として、図10に繰返し載荷の途中段階で実施した静的載荷で、床版中央に15 tf載荷した時の主桁上フランジ首振り角と垂直補剛材の測定応力度の関係を示す。この図から、着目点である垂直補剛材に発生する応力の変化は50万回以降ほとんど変化せず、異常が認められなかった。また、横桁取付部には損傷が観察されず、本橋で採用した横桁構造の疲労に対する安全性が確認できた。

しかしながら、耐候性鋼材を使用する場合の排水性から標準的な構造となっている支点上の垂直補剛材スカラップ部には、繰返し回数が160万回で疲労クラックが発生した。この原因として、溶接によりスカラップ部のウェブに生じる初期不整や残留応力などの影響が考えられ、この構造詳細については改善を行い、実橋ではスカラップは設けない構造とした。

6. あとがき

ホロナイ川橋の設計において実施した横桁構造に関する検討結果を要約すると、以下のようにまとめられる。

- ① 横桁位置については、種々の項目について検討を行った結果、移動型枠を用いた現場打ちプレストレストコンクリート床版の施工法から、プレストレスロスや移動型枠装置の構造から優位性のある中段配置とした。
- ② 実物大模型による横桁取付部の静的載荷試験を実施し、横桁取付け構造について安全性と製作性から検討を行った結果、コネクションプレートを用いた接合と、引張ボルト接合であるスプリット・ティー接合の2案を実橋に採用した。
- ③ 床版剛性を考慮すると2主桁橋は開断面桁としての挙動を示し、FEM立体解析および1/2スケール模型による静的載荷試験からも、2主桁橋の横桁に生じる断面力はわずかであることが確認された。
- ④ 1/2スケール模型による疲労載荷試験により、実橋で採用する横桁取付構造（垂直補剛材の上下フランジ接合部含む）の疲労に対する安全性が検証された。

- ⑤ 耐候性鋼材を使用する場合の排水性から標準的な構造となっている支点上の垂直補剛材スカラップについては、ホロナイ川橋では設けない構造とした。

2主桁橋は、その合理性に加えて美観の面からも、これから採用される機会が多くなるものと考えられ、本報告が2主桁橋を検討する際の一資料となれば幸いである。

最後に、本文をまとめるにあたり、多大なるご指導を賜った日本道路公団・高橋昭一氏、ならびに、東京工業大学・三木千壽教授に心から感謝いたします。

参考文献

- 1) 高橋昭一・志村 勉・橋 吉宏・水野 浩：PC床版2主桁橋による合理化検討，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集I，1994。
- 2) たとえば，高速道路調査会：橋梁の単純化に関する調査検討報告書（21世紀の橋梁技術検討小委員会）1993。平成5年度欧州橋梁調査団報告書，1993。
- 3) 高橋昭一・鈴木 隆・志村 勉・田中一夫・伊藤博章・橋 吉宏：PC床版2主桁橋（ホロナイ川橋）の設計，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集I，1995。
- 4) 高橋昭一・鈴木 隆・橋 吉宏・志村 勉・平野健二：2主桁橋の横構省略に関する考察，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集I，1995。
- 5) 高橋昭一・鈴木 隆・橋 吉宏・森下弘行・志村 勉・三木千壽：2主桁橋（ホロナイ川橋）の横桁取付構造に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集I，1995。
- 6) 高橋昭一・鈴木 隆・橋 吉宏・伊藤博章・志村 勉・三木千壽：1/2スケール模型を用いた2主桁橋の立体挙動に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集I，1995。
- 7) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993。
- 8) たとえば，三木千壽・J. W. Fisher：海外の橋梁における疲労問題と補修・補強，橋梁と基礎，83-8，1983。
- 9) たとえば，日本鋼構造協会接合小委員会，鋼材倶楽部編：鋼構造接合資料集成(3)溶接接合（鋼橋），技報堂出版，1983。
- 10) 日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合指針（案），1995。