
ハイブリッドビーム実橋への適用-その経済性と新井橋の架設-

Application of Hybrid Beam to Actual Bridge -Its Economics and the Construction of Araibashi Bridge-

久保 源三(Genzo Kubo) 石渡 正夫(Masao Ishiwata) 大方 茂(Shigeru Okata)

要旨：

ハイブリッドビームは、桁断面において最も有効なフランジ部に高張力鋼、ウェブに強度の低い鋼(安価な)を溶接組立した桁であり、同一鋼種よりなる桁(ホモジニアスビーム)に比して曲げを受ける部材として合理的であること、経済的であることにより注目されている。ハイブリッドビームの設計はわが国の示方書にまだ認められていないが、AASSHO では1969年より採用されている。本文ではわが国で初めてハイブリッド合成桁として架設された新井橋について、設計および載荷試験の概要、ならびにハイブリッド合成桁の経済性について述べている。載荷試験では、工事中の死荷重応力の測定、完成後設計荷重に類似するトラック2台による静的試験、トラック1台の走行による動的試験を行った。この結果、各部分の応力度は計算値とよく一致し、振動減衰性も良好であり、また撓み量も小さく、この橋の安全性を確認することができた。経済性については、比較設計を行いハイブリッド合成桁はホモジニアス合成桁に比して全工事費を7%程度の節減できることがわかった。

Synopsis：

Hybrid beam is a weld assembly of high tensile steel and low grade steel; the former for flange part which is most essential in terms of dynamics, and the latter for web part. The hybrid beam works more rationally against bending force, and more economical mainly by use of low grade steel, compared with a homogeneous beam consisting of a single grade steel. Though not as yet accepted in official Japanese specifications, the designing of hybrid beam was already specified by AASSHO in 1969. This paper relates the Araibashi Bridge, the first of hybrid composite beam bridge in Japan, with emphasis placed on designing, load test and economics. Covered in the load test are the measurement of dead load stress and, a static test using two trucks simulating a designed load and a dynamic test using a running truck after the completion. The result reveals a good agreement of stress intensity of each part with calculated values, a favorable damped vibration and a small deflection, all conforming the safety of the bridge. Economic consideration based on a comparative design also shows that a total construction cost of the hybrid composite beam bridge is about 7% lower than in the case of the conventional homogeneous composite beam bridge.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

ハイブリッドビームの実橋への適用 ——その経済性と新井橋の架設——

Application of Hybrid Beam to Actual Bridge
——Its Economics and the Construction of Araibashi Bridge——

久保源三*

Genzo Kubo

石渡正夫**

Masao Ishiwata

大方茂***

Shigeru Okata

Synopsis :

Hybrid beam is a weld assembly of high tensile steel and low grade steel; the former for flange part which is most essential in terms of dynamics, and the latter for web part. The hybrid beam works more rationally against bending force, and more economical mainly by use of low grade steel, compared with a homogeneous beam consisting of a single grade steel. Though not as yet accepted in official Japanese specifications, the designing of hybrid beam was already specified by AASHO in 1969.

This paper relates the Araibashi Bridge, the first of hybrid composite beam bridge in Japan, with emphasis placed on designing, load test and economics. Covered in the load test are the measurement of dead load stress and, a static test using two trucks simulating a designed load and a dynamic test using a running truck after the completion.

The result reveals a good agreement of stress intensity of each part with calculated values, a favorable damped vibration and a small deflection, all confirming the safety of the bridge.

Economic consideration based on a comparative design also shows that a total construction cost of the hybrid composite beam bridge is about 7% lower than in the case of the conventional homogeneous composite beam bridge.

1. ま え が き

近年、構造用鋼材は JIS で規定されている SS41 から SM58, さらにすぐれた性能を有する 70, 80 キロ鋼まで多様化し、橋梁設計においても種々の鋼材を組合せた合理的な設計が行われている。

桁橋の断面は、現在行われている設計では同一鋼種をフランジ、ウェブに用いて溶接組立されている（ホモジニアスビーム）。これに対して、桁断面において最も有効なフランジ部に高張力鋼を用い、ウェブには強度の低い鋼を溶接組立した桁（ハイブリッドビーム）は力学的に合理性があり、また経済的であることから、最近わが国で注目されるようになった。

* 千葉県土木部道路建設課橋梁係長

*** エンジニアリングセンター建設開発部土木開発技術室

** エンジニアリングセンター建設開発部土木開発技術室課長

従来からの許容応力度設計を基本としたわが国の示方書では、設計荷重が作用したとき、鋼材は許容応力を越えないことを原則としているので、ハイブリッドビームのようにフランジが許容応力に達したとき、ウェブが降伏しているような設計は許されない。

一方、最近の桁の残留応力に関する研究²⁾がすすみ、圧延H形鋼、溶接組立桁の残留応力分布とそれが桁の力学的挙動に与える影響が明らかとなった。これによると、たとえば溶接部のように残留応力の大きい部分では、設計荷重程度でも局部的に塑性状態に達すること、残留応力を持った桁でも局部座屈を防止すれば十分な極限耐荷力を有することが確認されている。

このように通常用いられているホモジニアスビームにおいても、部分的にはハイブリッドビームと同様な力学的挙動を有していることから、ハイブリッドビームを設計に採用して、その特長をいかすことが積極的に考えられるようになった。

ハイブリッドビームは、アメリカにおいてはAASHTO³⁾に基準化されている。わが国においては、西野ら²⁾、前田ら⁴⁾、国広ら⁵⁾によって研究が行われているが、道路橋示方書には現在のところ採用されていない。

本文は、わが国で始めてハイブリッド合成桁として架設された新井橋について、設計および荷重試験の概要、ならびにハイブリッド合成桁の経済性についての検討結果を述べたものである。

2. ハイブリッドビームの力学的挙動

2-1 曲げ耐荷力

一般に、ハイブリッドビームにかかる静的荷重は、(1) 曲げ、(2) せん断力、(3) 曲げとせん断の合成、の3つに分類される。これらのうち、ハイブリッドビームに特徴的なのは曲げに対する挙動である。せん断力はほとんどウェブによって支えられ、フランジの影響は小さいので、ハイブリッドビームの場合はウェブ材と同材質のホモジニアスビームと同様な挙動を示す。

今、残留応力がなく、圧縮部での局部座屈を生

じない場合でホモジニアスビームとハイブリッドビームが純曲げを受けた場合を比較してみる。ホモジニアスビームでは、モーメントと曲率の関係は、Fig. 1に示すようにフランジが降伏するま

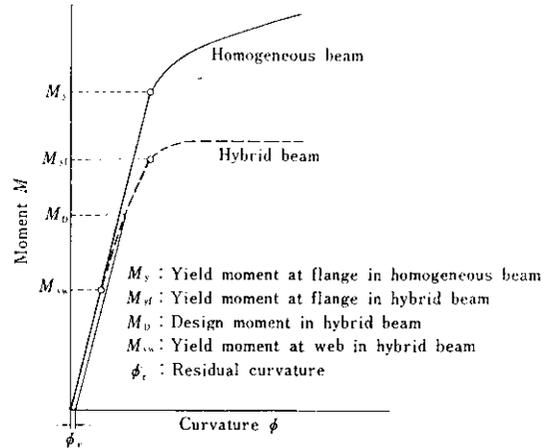


Fig. 1 Moment-curvature relationship

では直線関係を保ち、それ以上載荷した場合には直線からはずれ、やがて極限耐荷力に達する。鋼材を完全弾塑性体とすれば、この極限耐荷力は全塑性モーメント M_p と考えてよい。

一方、ハイブリッドビームでは、ウェブの降伏点はフランジの降伏点より低いため、ウェブの降伏がはじまるモーメント M_{yw} に達すると直線からはずれてくる。しかし、フランジが弾性範囲内であればそのはずれ方はごくわずかなものである。フランジが降伏モーメントを越えると変形は急激に大きくなり、全塑性モーメント M_p に達するが、ハイブリッドビームでは、フランジの降伏時ウェブ断面のほとんどの領域が降伏しているため、 M_{yf} と M_p との差はホモジニアスビームに比べ小さく、実用上 $M_p \approx M_{yf}$ と考えてさしつかえない。したがってハイブリッドビームの曲げ耐荷力は、その引張フランジと同一材からなるホモジニアスビームに比べ低くなる。

ところで、これまでの説明では残留応力がないものとして考えてきたが、実際にはホモジニアスビーム、ハイブリッドビームいずれにも圧延時、溶接時の残留応力が存在している。この影響で、

ホモジニアスビームといえども Fig. 1 の M_y に達する前に直線からはずれ、ハイブリッドビームと似かよった性状を示すことがわかっている^{1,2)}。したがって、ハイブリッドビームの引張フランジの降伏がはじまるモーメント M_{yf} と、ホモジニアスビームにおける降伏モーメント M_y とは、工学的には等価な意味を持つと考えてさしつかえないであろう。

また、ハイブリッドビームでは、その特性を効果的に生かすために、設計荷重はウェブの降伏開始モーメント M_{yf} 以上となるのが普通であるが、たとえば設計荷重（曲げモーメント M_n ）まで載荷後除荷した場合には、その除荷時の $M-\phi$ 曲線は、載荷時の M_{yw} までの直線と平行になり、完全に除荷された場合に残留曲率 ϕ_r が残ることになる。また再載荷された場合には、もとの載荷モーメントに達するまで除荷時の直線にのり、弾性挙動をすることがわかっている。ただし、除荷モーメント量が M_{yw} の2倍以上になる時は非弾性的挙動となり、 $2M_{yw}$ 以上の除荷再荷が繰り返されると、その $M-\phi$ 曲線はヒステリシス曲線を描くと考えられている³⁾。

ところで、ホモジニアスビームの設計法には、曲げ耐荷力をフランジが降伏点に達する時の曲げモーメント（降伏モーメント M_y ）を基準にとる場合と、全断面が降伏する時の曲げモーメント（全塑性モーメント M_p ）を基準にとる場合との2通りの方法があるが、わが国では、一般には降伏モーメント M_y を曲げ耐荷力の基準にとる方法によっている。ハイブリッドビームの場合には、その曲げ特性から引張フランジの降伏モーメントを曲げ耐荷力の基準とするのが自然であり、このような方法によれば、従来のホモジニアスビームと同じ考え方で設計を行うことができる。ただし、許容応力度としては、曲げ耐荷力のてい減を考慮してやる必要がある。AASHO の設計基準⁹⁾では、このてい減の割合をハイブリッドビームの引張フランジの降伏モーメント M_{yf} と、この引張フランジと同材からなるホモジニアスビームの降伏モーメント M_y との比で表わし、これをてい減係数 $R(=M_{yf}/M_y)$ と呼んでいる。

このように、ハイブリッドビームの曲げ耐荷力

は、ホモジニアスビームに比べ低くはなるが、フランジが降伏するモーメントまでは曲げに対する挙動に大差はなく、少なくとも静荷重に対しては、ホモジニアスビームに対する従来の設計法と同様な考え方で設計を進めることが可能である。

なお、ハイブリッドビームに静的荷重が加わった場合の挙動については、すでに国内外で多くの研究がなされはばその性状が明らかにされている^{1,2,4-6)}。

2.2 疲労強度

ハイブリッドビームの疲労強度については、1960年ごろより Toprac らの系統的な研究^{10,11)}、前田らの研究⁸⁾ などがあり、設計にあたって配慮すべき事がらが示されている。AASHO では道路橋の重要度に応じて、設計に用いる繰返し荷重回数と疲労許容応力度を示している。わが国の道路橋示方書では、疲労設計について特に規定はないが、荷重の増大と通過回数の著しい増加、床版などで疲労破壊が見られるようになったため、その基準化が課題となっている。本四連絡橋示方書⁷⁾ は鉄道併用橋、道路橋ともに疲労許容応力度を規定している。また日本鋼構造協会では、鋼構造物に適用される疲労設計指針(案)⁹⁾ を作成している。

曲げを受けるハイブリッドビームの疲労亀裂は、発生位置により次の3種類が主なものとしてあげられる (Fig. 2 参照)。

- (1) 圧縮フランジ・ウェブすみ肉溶接部 (1型亀裂)
- (2) 垂直補剛材引張側下端部のウェブ側溶接熱影響部 (2型亀裂)
- (3) 引張フランジ・ウェブ溶接部 (3型(a)亀裂)
引張フランジの切欠部 (3型(b)亀裂)
引張フランジの断面変化部 (3型(c)亀裂)

1型亀裂は、薄肉で初期不整をもつウェブが圧縮力を受けて面外に変形することにより、ウェブ境界部に二次的な曲げ応力が発生し、荷重のくり返しとともに徐々にすみ肉溶接部(熱影響部)にそって水平方向に進展する。この亀裂は、ウェブ厚 (t) がウェブ高 (b) に比して薄肉であることに起因しているため、ウェブ細長比 ($\gamma=b/t$) を制限することにより防止することができる。

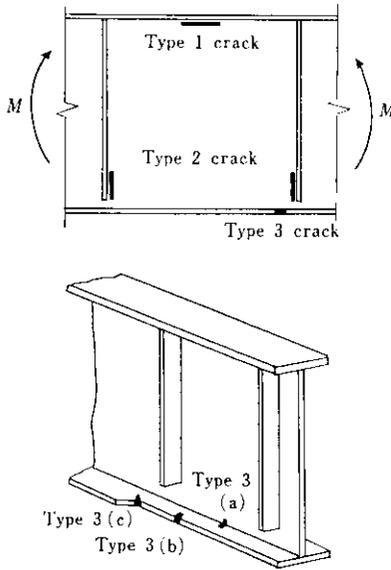


Fig. 2 Type of fatigue cracks under pure bending

前田ら⁶⁾によれば、ハイブリッドビーム（上下フランジ HT80, ウェブ SS41）で 1 型亀裂を防止するためのウェブ細長比の制限値として水平補剛材のある場合 $\gamma_{lim.} = 345$, 水平補剛材のない場合 $\gamma_{lim.} = 170$ としている。

2 型亀裂は、ウェブ引張側に垂直補剛材が溶接されているため、すみ肉溶接趾端部に生ずる応力集中が原因となって発生する亀裂である。この亀裂は、引張側にあるため進展速度が速く、引張フランジの破断につながり、ハイブリッドビームの疲労強度を決定している。前田らの実験によると、この部分の疲労強度は、力学モデルであるリブ十字前面すみ肉溶接継手の疲労強度によく一致している。この継手に関する疲労試験は多く行われており、本四連絡橋示方書⁷⁾では、この部分の許容疲労強度 σ_a として $0.3 \leq k \leq 1.0$ に対して次式を用いている。

$$\text{仕上げなし} \quad \sigma_a = \frac{930}{1-k}$$

$$\text{仕上げあり} \quad \sigma_a = \frac{1130}{1-k}$$

$$k = \frac{\sigma_{min.}}{\sigma_{max.}}$$

上式は SS41~HT80 まで共通して適用され、ホモジニアスビームの規定であるが、ハイブリッド

ビーム設計においても参考とすることができる。

3 型亀裂のうち、ウェブと下フランジのすみ肉溶接部に生ずる亀裂（3 型(a)）が特に重要である。この亀裂を防止するためには、溶接のとけ込み不足をなくし、ビード形状を平滑とし、アンダーカットを少なくすること、などにより応力集中をなるべく起さない形状とすることが肝要である。また溶接棒の選定にあたって、ウェブと同強度、あるいはウェブとフランジの中間強度のものをを用いれば、溶接施工が容易であり、また応力の伝達が円滑となる。

ハイブリッドビームの疲労試験では、ウェブ下端部のひずみが大きいこともあって、2 型亀裂が卓越しているが、設計にあたっては 2 型亀裂の疲労強度の検討とともに、既存の設計示方書（ホモジニアスビーム）を参考に、3 型(a)の疲労強度についても安全性を確認する必要がある。

3. ハイブリッド合成桁の設計基準

現行のわが国の道路橋設計示方書では、ハイブリッドビームに関する規定はないが、アメリカではすでに AASHO (1969年) からその基準が示されている。ハイブリッド合成桁による新井橋設計にあたり、AASHO の基準を参考とし、わが国の鋼材規格および道路橋示方書の関係から若干補正を行い、次のような基準を作成した。

第 1 条 一般

この基準は、下フランジに、ウェブおよび上フランジよりも高い降伏点を有する鋼材を用いた単純ハイブリッド合成桁の設計に適用する。

上フランジにはウェブより高い降伏点を有する鋼材を用いてもよいが、下フランジを上回ってはならない。またウェブに用いる鋼材の降伏点は、下フランジの降伏点の $\frac{1}{2}$ 以上とする。

この基準に定められていない事項は道路橋示方書の規定による。

第 2 条 断面の構成

主桁断面は I 型プレートガーダーを原則とし、上フランジの断面積は下フランジの断面積より大きくてはならない。

第 3 条 許容応力度

3-1 許容曲げ応力度

ウェブの縁応力度はウェブの鋼種に対する許容応力度を超えてもよいが、死荷重によるウェブの縁応力度はウェブ降伏点の80%を超えてはならない。

フランジの曲げ応力度は、フランジの鋼種に対する許容応力度に次式で規定するてい減係数 R を乗じた値以下でなければならない。この場合、フランジの応力度は下フランジと同一鋼種からなる均一な桁と求めて求めるものとする。

$$R = 1 - \frac{\beta\psi(1-\alpha)^2(3-\psi+\psi\alpha)}{6+\beta\psi(3-\psi)} \dots\dots\dots(1)$$

ただし

$$\alpha = \frac{\text{ウェブの降伏応力度}}{\text{下フランジの降伏応力度}}$$

$$\beta = \frac{\text{ウェブの断面積}}{\text{下フランジの断面積}}$$

$$\psi = \frac{\text{合成断面の中立軸から下フランジ鋼桁の縁までの距離}}{\text{高さ}}$$

コンクリート床版の縁応力度についても上記 R を適用するものとする。

3-2 許容せん断応力度

ウェブのせん断応力度（せん断力/ウェブの断面積）は、道路橋示方書 2・2・1 に規定するウェブの鋼種に対する許容応力度を超えてはならない。

第4条 フランジ板厚

圧縮フランジの自由突出部の板厚は、道路橋示方書に規定する値に $1/\sqrt{R}$ を乗じた値とする。

引張フランジの自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出部の $\frac{1}{2}$ 以上とする。

第5条 ウェブの板厚

ウェブの最少板厚は、道路橋示方書 8・4 に規定する値に $1/\sqrt{R}$ を乗じた値とする。

第6条 垂直補剛材

垂直補剛材の間隔は次式から得られる値以下とし、かつウェブ高さを超えてはならない。

$$d = \frac{2800t_w}{\sqrt{\tau_w}} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、 d : 最大補剛材間隔 (cm)

t_w : ウェブの板厚 (cm)

τ_w : ウェブの総断面に対する平均せん断応力度 (kg/cm^2)

垂直補剛材の断面 2 次モーメントは、次式から得られた値以上でなければならない。

$$I = d \cdot t_w^3 \cdot J \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 I : 所要断面 2 次モーメント (cm^4)

$$J : 2.5(h/d)^2 - 2 \geq 0.5$$

d : (2) 式より求めた最大補剛材間隔 (cm)

h : ウェブの高さ (cm)

補剛材がウェブの片側についている場合には、ウェブの表面に関する断面 2 次モーメントとする。

第7条 水平補剛材

水平補剛材は 2 段以下を原則とする。その配置は道路橋示方書 8・6・1 によるものとする。

水平補剛材の断面 2 次モーメントは、次式で得られる値以上でなければならない。

$$I = ht_w^3[2.4(d_u/h)^2 - 0.13] \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 I : 水平補剛材の所要断面 2 次モーメント (cm^4)

h : ウェブの高さ (cm)

t_w : ウェブの板厚 (cm)

d_u : 実際に使用した垂直補剛材の間隔 (cm)

第8条 現場継手

部材の現場継手は高力ボルト接合を原則とする。

引張フランジの純断面に対する応力度は、そのフランジの鋼種に対する基本許容応力度を超えてはならない。接合ボルトを設計する場合の応力度は、フランジの実応力度を下回ってはならない。

また、ウェブの継手は、下フランジと同一の鋼種からなるホモジニアスな桁として設計する。ただし鋼種は母材と同じとする。

第9条 疲労

ハイブリッド合成桁においては、次の各個所について疲労に対する安全性を確認しなければならない。

- 1) 引張フランジの母材、グループ溶接した個所の母材、高力ボルト継手の母材
- 2) ウェブの引張領域における補剛材取付溶接端の母材
- 3) ウェブとフランジの連続すみ肉溶接部

疲労を考える場合の活荷重の載荷方法は次のとおりとする。

2車線：14m 間隔のT-20 連行荷重を単列載荷
4～6車線：同上複列載荷

第10条 降伏に対する安全度の照査

降伏に対する安全度の照査は道路橋示方書9・3に準ずる。この場合、桁は下フランジと同一鋼種からなる均一な桁と考えてよいが、フランジの降伏応力度は σ 係数を乗じたものとする。

4. ハイブリッド合成桁の経済性

ハイブリッドビームはフランジに高張力鋼を用い、ウェブには強度の低い鋼（安価な）を用いているが、与えられた設計条件に対してこの桁がホモジニアスビームと比して経済的であるかどうかはその適用性を考える上で非常に重要である。

桁橋にはコンクリート床版との組合せにより、合成桁、非合成桁、支点条件により単純桁、連続桁に分けられるが、ここでは単純支持されたハイブリッド合成桁について、各鋼種組合せにより設計を行いホモジニアスビームとの経済性を比較した。

4.1 比較設計条件

(1) 比較の方法

ホモジニアス合成桁として、建設省制定「活荷重合成プレートガーダー橋」（以下標準設計）とハイブリッド合成桁とを比較する。このため、ハイブリッド合成桁の主桁断面を計算し主桁重量を求める。その他の材料は上記標準設計と同重量として橋全体重量を求める。

(2) 設計基準

道路橋示方書（道路協会）

ハイブリッド合成桁設計基準

(3) 幅員、支間、ウェブ高、鋼種

幅員：Fig. 3 参照

支間：26m, 32m, 38m, 44m

ウェブ高： h_w , $0.9h_w$, $1.1h_w$ (h_w ：標準設計のウェブ高) (Table 1 参照)

鋼種組合せ：Table 2 参照

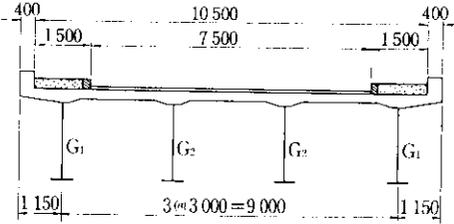


Fig. 3 Road width for comparative design

Table 1 Web height for comparative design

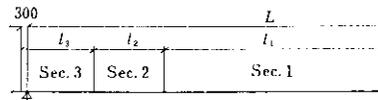
Web height (mm)	Span(m)		
	h_w	$0.9h_w$	$1.1h_w$
26	1 450	1 300	1 600
32	1 750	1 600	1 950
38	2 050	1 850	2 250
44	2 300	2 050	2 550

Table 2 Steel sets for comparative design

	Standard design	A	B	C	D
Upper flange	SM50Y	SM50	SM50	SM50	SM58
Web	SM50Y	SS41	SS41	SM41	SM41
Lower flange	SM50Y	SM50	SM58	HT80	HT80
Web height	h_w	$0.9h_w, h_w, 1.1h_w$			h_w

Table 3 Change point of section (mm)

Span (m)	l_1	l_2	l_3
26	15 000	5 750	—
32	17 000	4 000	3 800
38	19 840	5 130	4 250
44	23 000	5 750	5 050



(4) 断面変化点

標準設計と同じ断面変化点とする (Table 3 参照)。断面変化点において鋼種は変化させない。

Table 4 Comparison of cost (unit: 10³yen/t)

Steels		Material	Fabrication	Transportation & construction	Total cost
Standard design		80.4	192.6	Transportation 15.0	331.0
Hybrid beam	A	75.0	188.9	Construction 43.0	322.9
	B	79.0	191.9		328.9
	C	88.7	199.9		346.6
	D	91.2	199.9		349.1

(5) 橋梁単価

橋梁の単価は、Table 4 に示すように材料費、製作費、運搬・架設費の合計である。材料費は各鋼材の市販価格をもとに、橋梁重量中で各鋼材の占める比率と加工歩留（11%割増）を考慮して求めた。製作費は道路橋原価計算表（昭和48年版，日本橋梁建設協会）を参考に決めた。運搬・架設費は支間の大きさにより相当異なるが、標準的な値を採用した。

4.2 単位面積重量および工費

ハイブリッド合成桁と標準設計について、標準ウェブ高 h_w の場合の単位面積重量-支間の関係を Fig. 4 に示す。標準設計の単位面積鋼重に対し

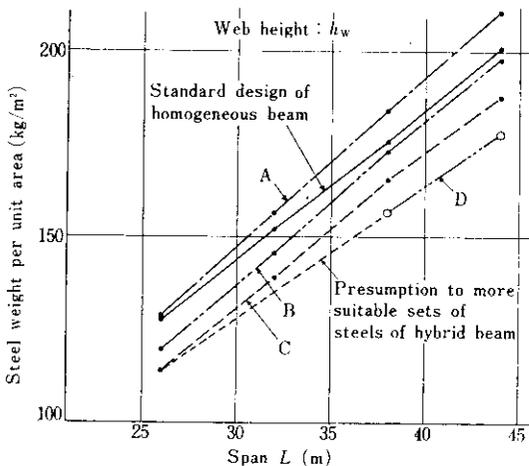


Fig. 4 Steel weight per unit area versus span relationship in various sets of steels

て、鋼種組合せAは常に大きい値を示しているが、組合せB, C, Dはいずれも小さく軽量となっている。とくに組合せDは上フランジに SM58,

ウェブに SM41, 下フランジに HT80 を用いているが支間38m以上で最も軽量となる。支間38m以下では計算は行っていないが適当な鋼種組合せに対する推定線を示した。

単位面積鋼重とウェブ高の関係を Fig. 5 に示

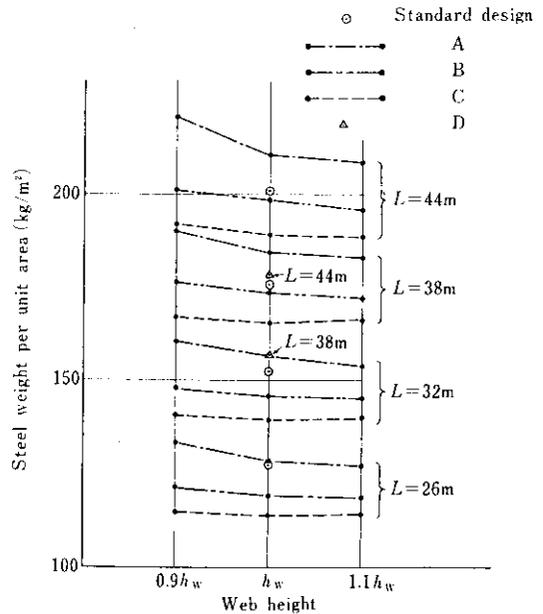


Fig. 5 Steel weight per unit area versus web height relationship

す。一般に単位面積鋼重は標準ウェブ高 h_w と $1.1 h_w$ とではほとんど差が認められず、また $0.9 h_w$ でも組合せAを除けばそれほどの差が認められない。したがってハイブリッド合成桁は、フランジに高張力鋼を使用すると、ウェブ高を標準ウェブ高よりかなり低くとることができる。この場合、たわみに対する配慮が当然必要である。

(ハイブリッド合成桁工費)/(標準設計工費) と

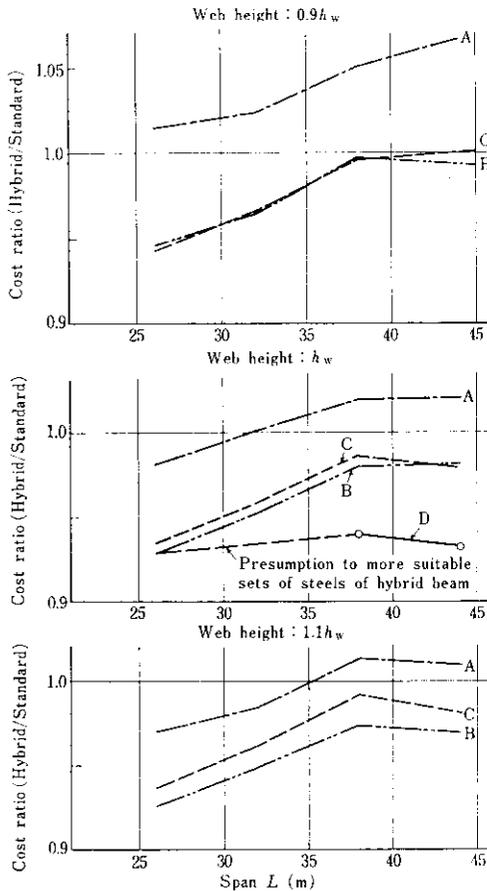


Fig. 6 Cost ratio-span relationship

支間との関係を Fig. 6 に示す。組合せ A, B, C はともに支間が大きくなるにしたがって経済性が減ずる。A は桁高が $1.1h_w$ では支間の小さい範囲で標準設計よりも経済的である。B, C は支間 44m まですべて経済的であるが、支間が大きくなるにしたがって 1.0 に近づいてくる。組合せ D は支間の大きい範囲で 0.93~0.94 を示している。

ハイブリッド合成桁のウェブには SS41, SM41 を使用したが、標準設計のように SM50Y を用いればさらに経済設計が可能と考えられる。

前述したようにハイブリッド合成桁のフランジに高張力鋼を用いると、主桁断面が小さく軽量となるが、反面剛性が低下してたわみ量が大きくなる。すなわち、Table 5 に示すようにハイブリッド合成桁の剛性は、標準設計の 0.70~0.77、たわみ量は 1.35~1.40 倍となるが、たわみ制限値に対して十分余裕がある。

Table 5 Ratio of deflection to span

Span (m)	Standard design	Hybrid beam	Allowable value
26	$\frac{1}{1368}$	$\frac{1}{963}$	$\frac{1}{769}$
32	$\frac{1}{1280}$	$\frac{1}{928}$	$\frac{1}{625}$
38	$\frac{1}{1188}$	$\frac{1}{918}$	$\frac{1}{526}$
44	$\frac{1}{1189}$	$\frac{1}{913}$	$\frac{1}{500}$

5. 新井橋について

5.1 設計および製作概要

5.1.1 設計条件

道路規格	3 種 3 級
橋 格	1 等橋
上部工型式	単純活荷重ハイブリッド合成桁
支 間	19.2m (曲線長)
幅 員	7.0m + 2 @ 1.5m = 10.0m
曲線半径	120m
荷 重	TL-20
舗 装	アスファルト舗装厚さ 5cm
床 版	鉄筋コンクリート床版厚さ 20cm
許容応力度	鋼材: 道路橋示方書による。ただし

H T80 は $\sigma_a = 3600 \text{kg/cm}^2$

床版コンクリート: $\sigma_{ck} = 280 \text{kg/cm}^2$

床版鉄筋: $\sigma_{sa} = 1400 \text{kg/cm}^2$

設計基準 ハイブリッド合成桁設計基準による

架橋場所 千葉県市原市新井

新井橋の一般図を Fig. 7 に示す。

5.1.2 断面の決定

ハイブリッド合成桁では主桁に種々の鋼種組合せが考えられるので、実施設計に先だてて 6 種類の比較断面を作成し、経済性および溶接施工性の観点から検討を行った。比較結果を Table 6 に示す。この表からわかるように、下フランジが高張力鋼になるにしたがい、てい減係数が低くなり許容応力度が低下するため、鋼重もそれほど軽く

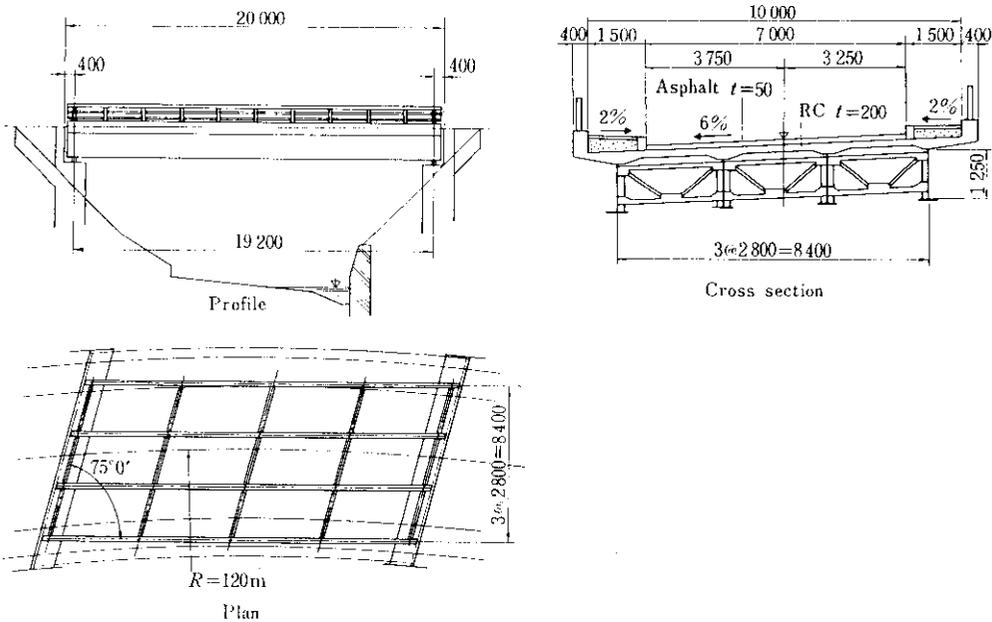


Fig. 7 General view of Arai Bridge

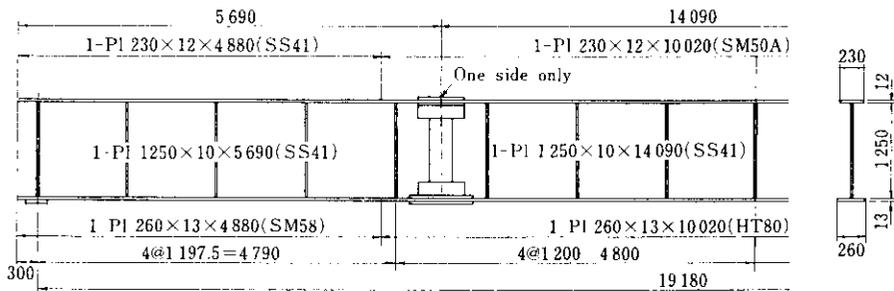


Fig. 8 Inner main beam

はならない。この程度の支間では橋の全鋼重があまり大きくないので、経済性を各組合せについて明確にすることは困難であるが、最少断面となったV案（上フランジSM50、ウェブSS41、下フランジHT80）を採用した。実施設計では、ウェブを1250×10として水平補剛材を用いないようにした。実施設計に用いた主桁断面を Fig. 8 に示す。

疲労強度の検討はT-20 1台を載荷した場合について行った。この結果、活荷重による応力振幅は下フランジで $\sigma_R = 473 \text{ kg/cm}^2$ 、 $k = \sigma_{\min.} / \sigma_{\max.} = 0.8$ であり、2.2疲労強度で述べた疲労許容応力度に比しても十分な安全性を有している。ハイブリッドビームの疲労強度に著しく影響のある垂直

補剛材端部の詳細図を Fig. 9 に示す。補剛材端部のまわし溶接は下フランジから 100mm 上げ、

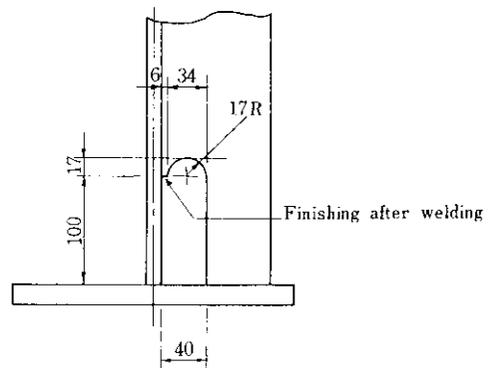


Fig. 9 Detail of the end of stiffener

Table 6 Section of main beam

	Section		Stress	Allowable stress	Sectional area	Reduction ratio
	Size	Material				
I	300×13	SS41	1 363	1 400	208.0	0.746
	1 300×10	〃				
	300×13	HT80	2 626	2 759		
II	300×13	SS41	1 326	1 400	220.0	0.875
	1 300×10	〃				
	340×15	SM58	2 270	2 275		
III	270×12	SM50	1 611	1 900	188.4	0.807
	1 200×10	〃				
	300×12	HT80	2 943	2 987		
IV	260×12	SM50	1 569	1 900	205.2	0.947
	1 200×10	〃				
	360×15	SM58	2 388	2 461		
V	280×12	SM50	1 597	1 900	186.4	0.775
	1 200×9	SS41				
	320×14	HT80	2 736	2 788		
VI	280×12	SM50	1 548	1 900	202.4	0.893
	1 200×9	SS41				
	380×16	SM58	2 288	2 321		
Actual design	320×12	SM50	1 494	1 900	186.4	0.721
	1 250×10	SS41				
	260×13	HT80	2 550	2 595		
Homogeneous beam	230×10	SM50	1 484	1 900	212.6	1.000
	1 250×10	〃				
	340×19	〃	1 834	1 900		

その趾端部は仕上げて疲労強度の向上を図った。

新井橋に使用した RIVER ACE K-O (HT80) および SM58Q の規格値とミルシート値, SM50A および SS41 の規格値を Table 7 に示す。

RIVER ACE K-O と SS41 の連続すみ肉溶接には, 溶接性を考慮して, フラックスは HT80 用の KB-80C, ワイヤーは KW-101B (60 キロ鋼用) を用いた。RIVER ACE K-O と SM58 のグループ溶接には RIVER ACE K-O 用の, フラッ

クス, ワイヤーを選定した。補剛材溶接には極低水素系の手溶接棒 (KS76EL) を用いた (Table 8 参照)。

桁製作に先だって素材試験, 突合せ溶接試験 (HT80), すみ肉溶接試験 (HT80×SS41), 最高硬さ試験 (HT80) などの溶接施工試験を行ったが, 各試験結果は判定基準を十分満足するものであった。桁製作にあたって溶接施工上特に問題はなかった。

Table 7 Chemical compositions, mechanical properties and basic allowable stresses of steels in Arai Bridge

Steel	Thick-ness (mm)	Chemical composition (%)											Mechanical property				Basic allowable stress (kg/cm ²)	Application	
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Ceq	Yield point (kg/mm ²)	Tensile strength (kg/mm ²)	Elongation (%)	Impact value (kg·m)			
RIVER ACE KO	13	Standard	<0.18	<0.35	<1.20	<0.030	<0.030	<0.50	<1.50	<0.80	<0.60	<0.080		>70	80~95	>18	-5°C 3.6	3 600	Lower flanges (middle parts)
		Mill certificate	0.08	0.24	0.78	0.015	0.008	0.25	0.99	0.46	0.448	0.026	0.45	81	84	30	-15°C 28.0		
SM58Q (RIVER ACE60)	13	Standard	<0.18	<0.55	<1.50	<0.040	<0.040							>47	58~73	>19	-5°C 4.8	2 600	Lower flanges (end parts)
		Mill certificate	0.13	0.32	1.22	0.011	0.007							55	63	32	-5°C 29.9		
SM50A	12	Standard	<0.20	<0.55	<1.50	<0.040	<0.040							>33	50~62	>17	--	1 900	Upper flanges
SS41	10	//				<0.050	<0.050							>25	41~52	>17	--	1 400	Webs and stiffeners

Table 8 Welding materials used

Welding method	Joint		Welding material		
	Application	Steel	Material	Maker	
Submerged-arc welding	Web-flange (fillet weld)	SS41	{ HT80 SM58Q SM50A	KB 80C (Flux) KW-101B(Wire)	Kawasaki Steel Corp.
	Lower flange (butt weld)	SM58Q	HT80	KB 80C (Flux) KW-103B(Wire)	
Shielded-metal arc welding	Stiffener	SM50A		KS76EL (Very low hydrogen type)	//
	fillet weld)	SS41			

5.1.3 載荷試験

先にも述べたように、ハイブリッドビームに関して多くの研究が行われ、ほぼその性状も明らかにされてきているが、ハイブリッドビームの実橋についてのデータはほとんど得られていないようである。わが国ではじめてのハイブリッドビームの実橋として新井橋が架設されたのを機会に、この実橋としてのハイブリッドビームの性状を確認するため載荷試験を行って、応力と変形状を測定し、計算値との比較を行った。載荷重として20 tトラック2台を使用した。実橋としての制約からこれ以上の荷重はかけられず、設計時見込んだ線荷重や衝撃荷重に相当する荷重が不足しているため、設計荷重にまでは達しなかった。したがって、ウェブの降伏にまでは至っていない。このため、今回の実験ではハイブリッドビームの弾性域での特性を調べるのにとどまっているが、ハイ

ブリッドビームとして設計された橋が、通常の載荷状態で異常なく挙動するかどうかを確認するには十分と考えられる。

5.1.4 測定内容

試験は次の段階で行った。

(1) 第1段階

鉄筋コンクリート床版打設による鋼桁各部に生ずる応力と変形の測定。

(2) 第2段階

合成後に加わる死荷重、すなわち歩道の砂詰、歩車道の舗装等の施工による応力と変形の測定。なお測定は施工の都合上舗装の打設前(高らん、地覆、縁石)と舗装打設後の2回に分けて行った。

(3) 第3段階

計量したトラックを用意して、静的ならびに動的載荷による応力と変形の測定。

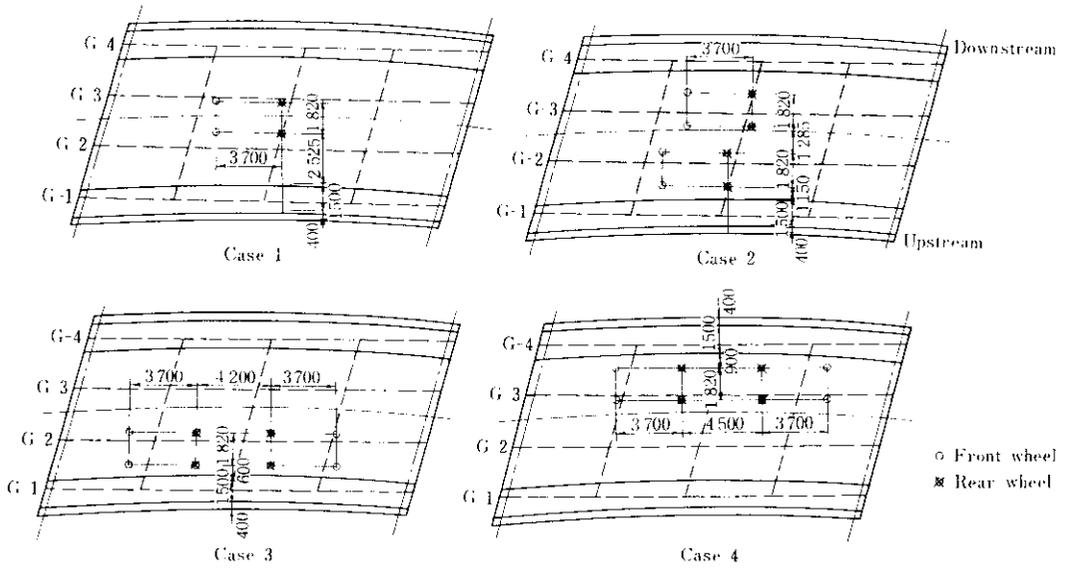


Fig. 10 Locations of static loads

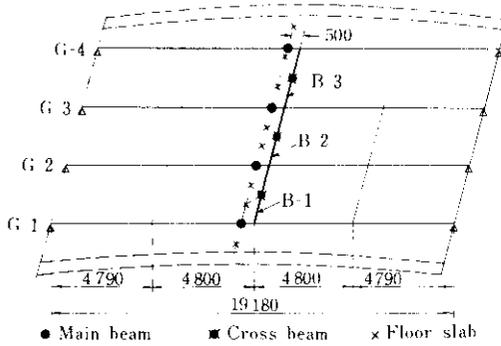


Fig. 11 Locations of strain gauges

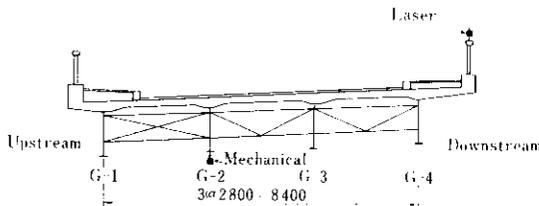


Fig. 12 Measurement of deflection at mid-span

第3段階におけるトラックによる静的荷荷は、Fig. 10 に示す4 ケースについて各2回行った。また動的荷荷は、トラックがケース1とほぼ同位置を通るように橋の中央を走行させた。走行速度20km/hで3回、30km/hで3回、35km/hで1回行った。ストレインゲージは Fig. 11 に示す位置に計61点貼付した。たわみは Fig. 12 に示すよう

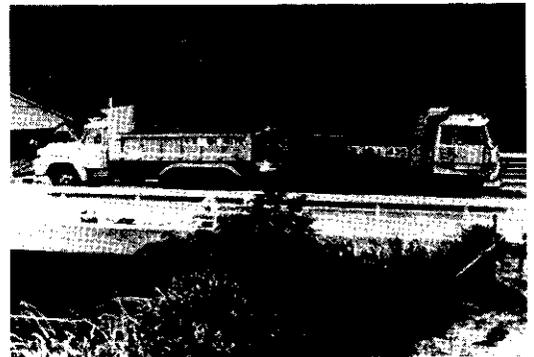


Photo. 1 Load test

に田辺式および電子光学式変位測定器をセットして測定した。

5.1.5 試験結果および考察

(1) 応力

第1段階、第2段階での各主桁の応力測定結果を Fig. 13 に示す。第3段階における応力測定結果(2回の平均値)のうち、最も大きい応力が測定されたケース2と、動的試験との対応が比較できるケース1の場合の応力分布を Fig. 14 に示す。動的応力測定結果を最高速度35km/hの場合について Table 9 に示す。

舗装打設前の状態における応力分布 (Fig. 13 (b)) が乱れているが、これはコンクリート打設後1ヵ月程度期間をおいて測定したため、コンクリ

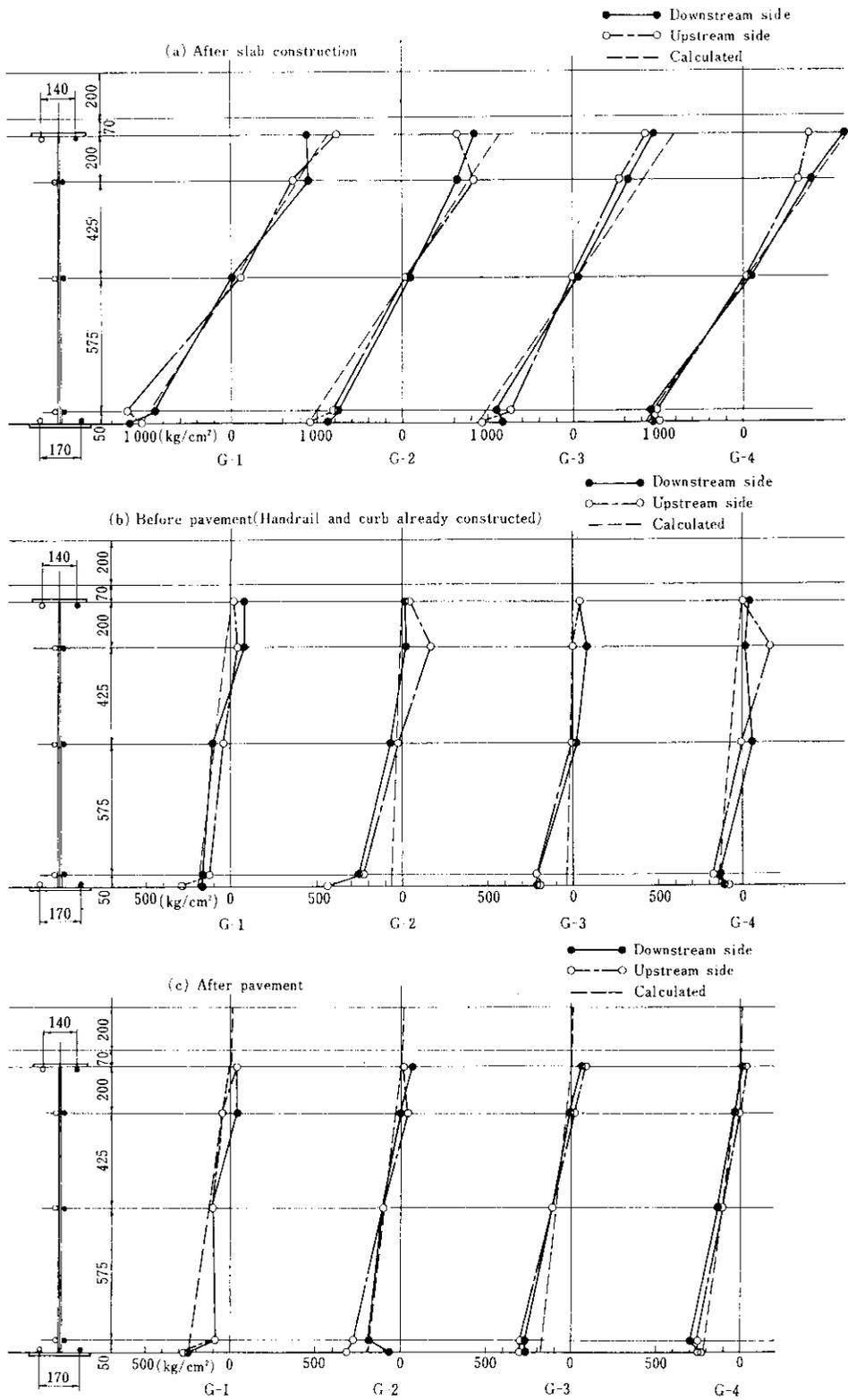


Fig. 13 Stress distributions of main beams at mid-span

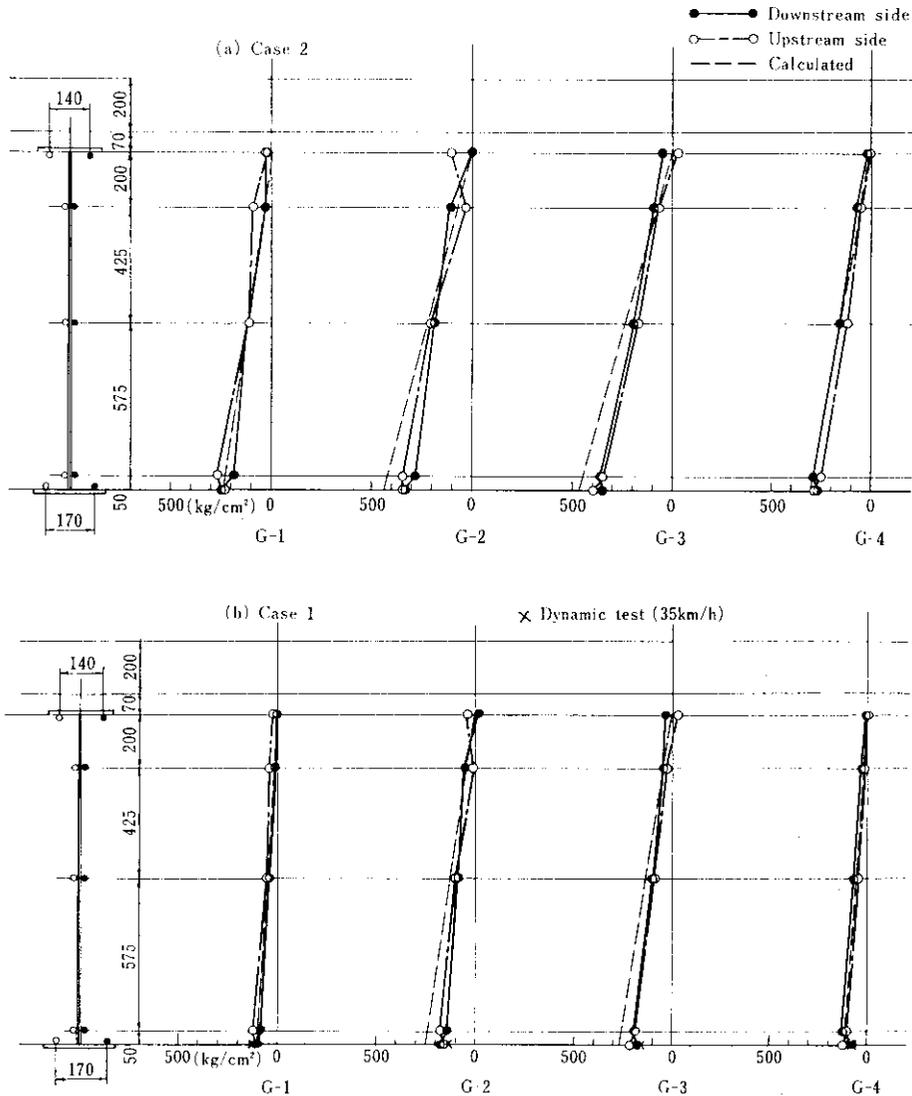


Fig. 14 Stress distributions of main beams at mid-span

ートの乾燥収縮およびクリープ等の影響によるものと思われる。しかし、コンクリート打設時から荷重載荷（ケース2）にいたる各段階の合計応力が最も大きなG-3桁について、計算値と比較してみると、Fig. 15に示すように桁の中立軸および応力分布は良く一致している。またFig. 14(b)に示すように動的応力測定結果は静的応力測定結果と良く一致している。このことよりみて、橋として正しい性状を示していると考えられる。

(2) たわみ

静的載荷時のたわみ測定結果をTable 10に、

また動的たわみの測定結果（35km/h時のみ）をTable 11に示す。たわみの測定結果は、計算値よりかなり小さくなっている。この原因としては、計算時における横桁の荷重分配効果、床版の剛性の評価、実験誤差などによるものもあると考えられるが、必ずしも明らかとなっていないので今後さらに検討したい。Table 10におけるケース1の静的たわみ量とTable 11の動的たわみ量は良く一致している。いずれにしてもたわみ量は小さく、通常の載荷状態でたわみが問題となるほどではないことが確認できた。

Table 9 Results of dynamic test (at 35 km/h)

Main beam	G-1	G-2	G-3	G 3	G-4
H	35	31	24	25	22
h_1	25	23.5	21	19.5	11
h_2	20	18.5	19.5	17	6
$\varepsilon_{max.}$	71	76	88	78	50
$\varepsilon_{min.}$	57	60	81	68	27
$\bar{\varepsilon}$	64	68	84.5	73	38.5
$\bar{\sigma}$	134	143	177	153	81
i	0.109	0.118	0.041	0.068	0.299

H : Equivalent standard strain ($H \rightarrow 100 \times 10^{-6}$) (mm)
 h_1, h_2 : Measured distance from a base line to a peak & a bottom in a wave length (mm)
 $\varepsilon_{max.} = (h_1/H) \times 100 \times 10^{-6}$, $\varepsilon_{min.} = (h_2/H) \times 100 \times 10^{-6}$
 $\bar{\varepsilon} = (\varepsilon_{max.} + \varepsilon_{min.})/2$
 i : Impact coefficient = $(\varepsilon_{max.} - \bar{\varepsilon})/\bar{\varepsilon}$

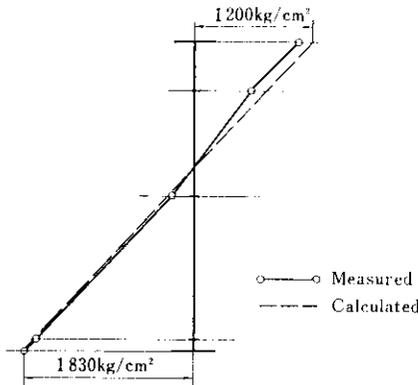


Fig. 15 Total stress distribution of G-3 beam at mid-span (case 2)

Table 10 Measured static deflections at mid-span (mm)

Measuring method	Mechanical	LASER
Case 1	0.75 (3.1)	0.6 (1.5)
// 2	1.38 (5.6)	1.46 (3.9)
// 3	1.37 (6.5)	0.92 (0.4)
// 4	0.95 (3.0)	2.0 (6.3)

Calculated values are indicated in parentheses

Table 11 Dynamic deflections at mid-span

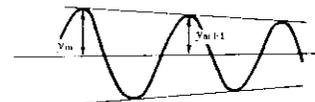
Measuring method	Mechanical	LASER
H	10	15
h_1	3.8	13.5
h_2	3.2	7.5
$\delta_{max.}$	0.76	1.8
$\delta_{min.}$	0.64	1.0
$\bar{\delta}$	0.7	1.4
i	0.086	0.286

H : Equivalent deflection ($H \rightarrow 20$ mm) (mm)
 h_1, h_2 : Measured distance from a base line to a peak & a bottom in a wave length (mm)
 $\delta_{max.} = (h_1/H) \times 2.0$, $\delta_{min.} = (h_2/H) \times 2.0$
 $\bar{\delta} = (\delta_{max.} + \delta_{min.})/2$
 i : Impact coefficient = $(\delta_{max.} - \bar{\delta})/\bar{\delta}$

Table 12 Logarithmic decrement

	Wave on strain			Wave on deflection		
	y_m	y_{m+1}	λ	y_m	y_{m+1}	λ
20km/h	3.85	4.10	0.063	1.75	1.85	0.056
30km/h	3.85	4.00	0.038	2.35	2.45	0.042
20km/h	3.75	4.00	0.065	1.85	1.95	0.053

$\lambda = \log_e |y_m/y_{m+1}|$



(3) 減衰性状

動的ひずみ波形と動的たわみ波形より求めた減衰率を **Table 12** に示す。橋梁としての減衰性状に関しても、減衰が非常に良く橋梁構造物として何ら問題とならない。

これらの結果より、新井橋は通常の載荷状態において問題のない挙動を示していることが確認できた。

6. ま と め

わが国で始めてハイブリッド合成桁による新井橋を設計、架設して載荷試験を行い、併せてハイブリッドガーダーの経済性について検討したが、

総括すると次のことがいえる。

- (1) 新井橋は支間20mと小支間であり、各鋼種組合せによる設計上の差はあまり大きくない。これは下フランジに高張力鋼を使用しても、ウェブの一部降伏を考慮したてい減係数により、許容応力度が低下するためである。疲労設計荷重による応力振幅は $\sigma_R = 500 \text{ kg/cm}^2$ 程度で、十分な安全性をもつと考えられる。
- (2) 載荷試験では各施工段階における死荷重応力、試験荷重による静的、動的応力を測定したが、計算値と実測値はよく一致している。また動的試験による振動性状は十分な減衰性を持ち、今後長期間使用していく上で安全性に全く不安はない。たわみ量は静的、動的ともに実測値が計算値より著しく小さい。この原因については今後の検討事項であるが、使用上からは安全側である。

- (3) ハイブリッド合成桁の経済比較の結果、鋼種組合せを適当に行えば、ホモジニアス合成桁に比して7%程度のコストダウンが可能である。

ハイブリッドビームに残された課題として座屈強度、てい減係数、荷重回数と疲労強度、現場継手などが主なものとしてあげられる。ハイブリッドビームはスパンの大きなボックスガーダーにも適用が期待されるが、今後は上記の課題について各方面で研究がすすみ、道路橋示方書に規定されることを望むものである。

おわりに、新井橋の設計に際しご指導を賜った大阪大学前田幸雄教授、建設省土木研究所橋梁研究室国廣哲男室長、井上啓一研究員に深謝の意を表します。また、設計・実験に尽力いただいた新日本技研㈱および製作を担当された川崎重工業㈱のご協力を深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) Ronald W. Frost, Charles G. Schilling : Behavior of Hybrid Beams Subjected to Static Loads, Applied Research Lab, ASCE ST3, (1964) 6, 55~83
- 2) 西野, 伊藤, 星埜 : ハイブリッドばりおよび大型圧延H形鋼ばりの曲げ挙動, JSSC, 7 (1971) 71, 1~10
- 3) Standard Specification for Highway Bridge, (1973), [AASHO]
- 4) 前田, 川井 : 上下非対称・水平補剛材を有する完全ハイブリッド・プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する実験的研究, (1971) 6月, [大阪大学]
- 5) 国廣, 古庄 : ハイブリッドゲッター—その力学的挙動と経済性—, 橋梁と基礎, (1974) 1, 1~8
- 6) Joint ASCE-AASHO Committee on Flexural Members : Design of Hybrid Steel Beams, Proc. ASCE ST6, (1968) 6
- 7) 土木学会 : 本四連絡橋の疲労設計, 本四連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書, (1973)
- 8) 前田, 川井 : 薄肉溶接ハイブリッドガーダーの曲げ疲労強度に関する研究, 溶接学会誌, 43(1974) 7, 90~96
- 9) 日本鋼構造協会 : 日本鋼構造協会疲労設計指針・同解説 (案), 1974
- 10) A. A. Toprac : Welding Journal, (1969) 195
- 11) A. A. Toprac and M. Natarajan : Proc. of ASCE ST4, 97 (1971)