

# (16) 鋼・コンクリート二重合成 I 桁橋の試設計 および耐風安定性に関する検討

中野貴史<sup>1</sup>・奥村 学<sup>2</sup>・大久保宣人<sup>3</sup>・大山 理<sup>4</sup>・栗田章光<sup>5</sup>

<sup>1</sup>工修，片山ストラテック株式会社 技術本部設計部（〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島6-2-21）  
E-mail:t.nakano@katayama-st.co.jp

<sup>2</sup>工博，片山ストラテック株式会社 技術本部設計部（〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島6-2-21）  
E-mail:okumura@katayama-st.co.jp

<sup>3</sup>工博，片山ストラテック株式会社 技術本部設計部（〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島6-2-21）  
E-mail:okubo@katayama-st.co.jp

<sup>4</sup>工博，大阪工業大学 工学部都市デザイン工学科 講師（〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1）  
E-mail:ohyama@civil.oit.ac.jp

<sup>5</sup>工博，大阪工業大学 工学部都市デザイン工学科 教授（〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1）  
E-mail:kurita@civil.oit.ac.jp

近年，道路橋では構造の合理化，製作の省力化によりコストダウンを目指した合理化橋梁が多く建設されている．そこで，著者らは，製作コストが安価で施工性の良い少数 I 桁橋に着目し，中間支点付近の圧縮フランジ領域に，下コンクリート床版を配置することで，鋼桁と下コンクリート床版を合成させた二重合成 I 桁橋を提案した．本橋梁形式は，中間支点領域の桁剛性を合理的に増加させることにより，中間支点部の桁高および板厚を低減することが可能である．さらに，中間支点付近が擬似箱桁形状となるため，ねじれ剛性が増加し，耐風安定性が向上すると考えられる．

そこで，本文では，下コンクリート床版を配置した連続二重合成 I 桁橋の試設計を行い，従来の少数 I 桁橋との経済比較および耐風安定性に関する概略検討結果について報告する．

**Key Words :** *double composite twin I-girder bridges, lower concrete slab, torsional rigidity, aeroelastic stability*

## 1. まえがき

近年，道路橋では構造の合理化，製作の省力化によりコストダウンを目指した合理化橋梁が多く建設されている．その一例として，連続桁橋の中間支点付近の圧縮フランジ領域に，下コンクリート床版を配置し，鋼桁と下コンクリート床版を合成した二重合成構造<sup>1)</sup>が挙げられる．

これまで，箱桁橋において二重合成構造を採用した事例は，ヨーロッパを中心として，道路橋および鉄道橋において見られる<sup>2)</sup>．わが国においても，鉄道橋を中心に数橋の実績があり，研究事例も報告されている<sup>3)</sup>．しかしながら，箱桁構造は，製作コストが比較的高価となり，画期的なコストダウンにつながらないのが現状である．そこで，著者らは，製作コストが安価で施工性の良い少数 I 桁橋に着目し，図-1 に示すような，鋼桁と下コンクリート床版を合成させた二重合成 I 桁橋を提案した．本形式は，中間支点領域の桁の剛性を合理的に増加させる

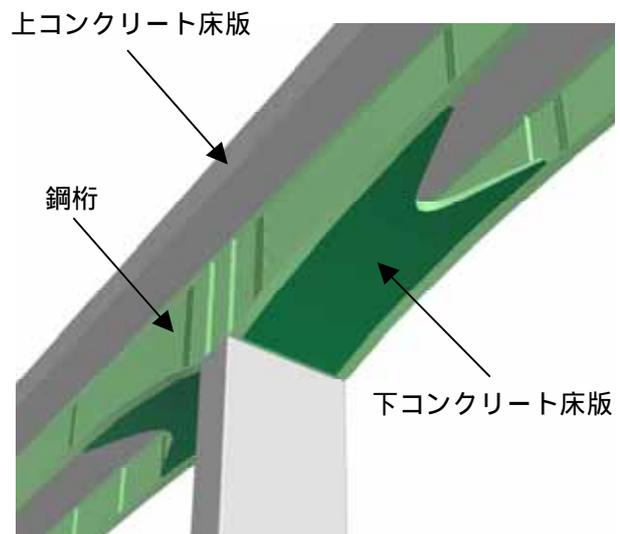


図-1 二重合成 I 桁橋の概要

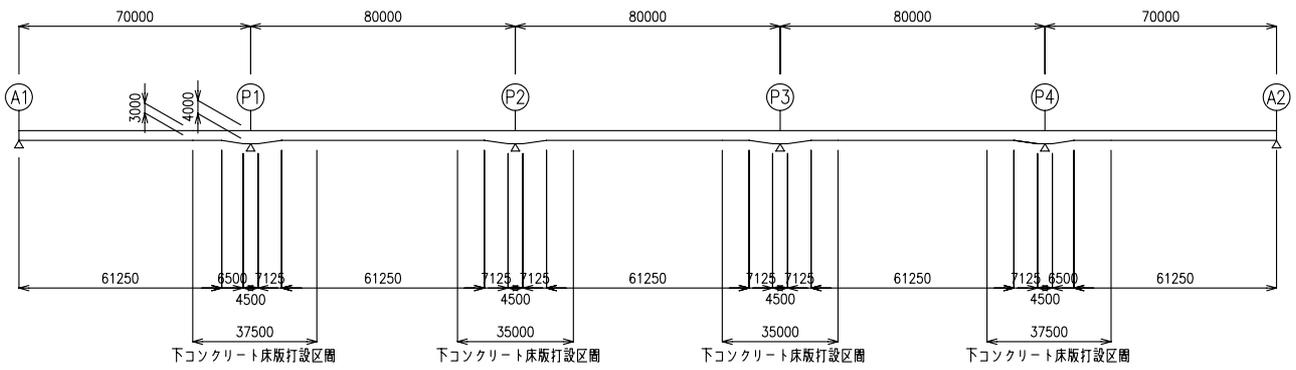
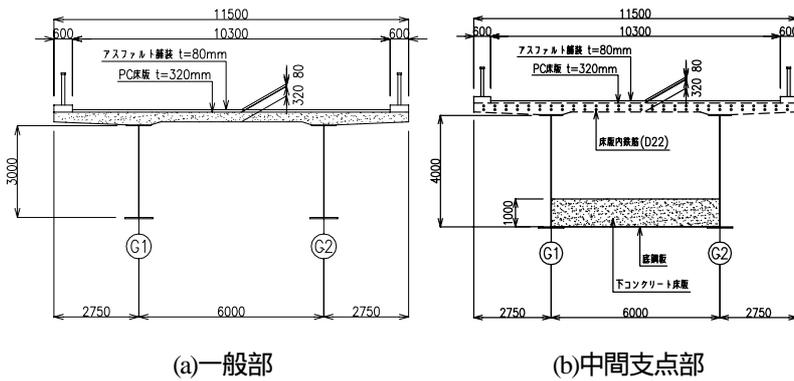


図-2 Case-4の側面(単位: mm)



(a)一般部

(b)中間支点部

図-3 Case-4の断面(単位: mm)

表-1 試設計のモデルケース

	支間割	桁高		下コンクリート床版厚
		一般部	中間支点部	
Case-1	50+60+60	3.0m	3.0m	-
Case-2	+60+50m			160 ~ 800mm
Case-3	70+80+80	3.0m	4.0m	-
Case-4	+80+70m			160 ~ 1000mm
Case-5	85+100+100	3.0m	5.5m	-
Case-6	+100+85m			160 ~ 1500mm

ことにより、中間支点部の桁高および板厚を低減することが可能となる。さらに、中間支点付近が擬似箱桁形状となるため、ねじれ剛性が増加し、耐風安定性が向上すると考えられる。

本文では、まず、二重合成I桁橋の概要について説明し、つぎに従来の2主I桁橋と二重合成I桁橋を対象とした試設計および固有値解析による耐風安定性の概略検討結果を示し、最後に種々の考察を述べる。

## 2. 鋼・コンクリート二重合成I桁橋の概要

二重合成I桁橋は、通常の連続合成I桁橋の中間支点領域に、下コンクリート床版を配置することで、中間支点領域の桁の剛性を合理的に増加させた橋梁形式である。下コンクリート床版は、負曲げモーメント域の下フランジに鋼製型枠として設置した底鋼板に打込むものとする。以下に本橋梁形式の利点を示す。

- (1) 桁高を低くおさえることが可能になり、景観面でも有利である。
- (2) 中間支点領域の鋼桁の板厚を低減することが可能である。
- (3) 径間中央部の正曲げモーメントおよびたわみ量が低減される。
- (4) 耐風安定性の向上によって、支間の長大化が可能となる。

## 3. 試設計

### 3.1 対象モデル

試設計は、5径間連続合成2主I桁橋を対象に、最大支間長が60m、80mおよび100mに対して行った。通常の少数I桁橋モデルをそれぞれCase-1、Case-3およびCase-5とし、負曲げモーメント領域に下コンクリート床版を配置した二重合成I桁橋モデルをそれぞれCase-2、Case-4およびCase-6とした計6ケースである。表-1に試設計のモデルケースの概要を示す。また、Case-4の側面および断面を図-2および図-3にそれぞれ示す。下コンクリート床版の打込み区間は、後死荷重作用時に負曲げモーメントが作用する区間とし、中間支点部の厚さは、Case-2、Case-4およびCase-6でそれぞれ800mm、1000mmおよび1500mmである。また、下コンクリート床版の両端の厚さは、道路橋示方書の最小厚に準拠して160mmとした。

### 3.2 試設計方針

二重合成I桁橋の応力度算出に関して、正曲げモーメント域は、図-3(a)に示すように、上コンクリート床版および鋼桁の合成断面を有効断面とする。一方、負曲げモーメント域、つまり、二重合成構造を適用した区間は、上コンクリート床版の断面を無視し、図-3(b)に示すように、下コンクリート床版、鋼桁および上コンクリート床

表-2 曲げモーメントの比較

	最大支間	支間中央(P2~P3) 正曲げモーメント(kN・m)	中間支点(P2) 負曲げモーメント(kN・m)	支間中央の 比率(%)	中間支点の 比率(%)
Case-1	60m	13831	-14832	-6.3	9.1
Case-2		13014	-16324		
Case-3		22471	-24483		
Case-4	80m	20811	-27784	-8.0	11.9
Case-5	100m	28349	-40678	-6.8	10.5
Case-6		26534	-45455		

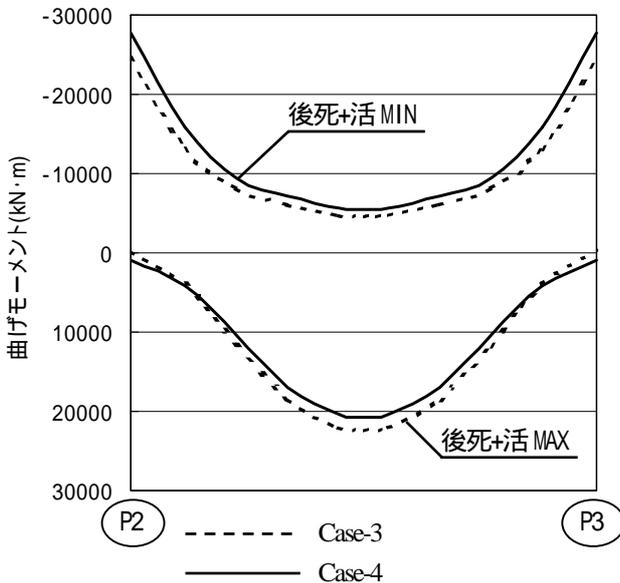


図-4 曲げモーメント比較図

表-3 活荷重たわみ比較

	最大支間	活荷重たわみ(mm) (P2~P3支間中央)	比率(%)
Case-1	支間60m	40.5	-6.0
Case-2		38.2	
Case-3		84.0	
Case-4	支間80m	80.8	-4.0
Case-5	支間100m	163.6	-1.7
Case-6		160.9	

版内の橋軸方向鉄筋を有効断面とする。設計計算は、当社開発の概略設計ソフトDCB-Iを使用した。

つぎに、架設手順における応力算出時の抵抗断面の考え方を以下に示す。

- (1) 鋼桁自重および下コンクリート床版の自重に対しては、鋼桁のみで抵抗する。
- (2) 上コンクリート床版の自重に対しては、正曲げモーメント域は鋼桁、負曲げモーメント域は、鋼桁と下コンクリート床版の合成断面で抵抗する。
- (3) 舗装などの後死荷重に対しては、正曲げモーメント域では、鋼桁と上コンクリート床版の合成断面、負曲げモーメント域では、鋼桁、下コンクリート床版および上コンクリート床版内の橋軸方向鉄筋で抵抗する。
- (4) 活荷重に対しては、(3)の後死荷重と同様の断面で抵抗する。

### 3.3 断面力

Case-3およびCase-4の支間中央における正曲げモーメントおよび中間支点における負曲げモーメントを、P2~P3区間を代表して図-4に示す。また、各ケースのP2~P3区間を代表して支間中央における正曲げモーメントの値および中間支点における負曲げモーメントの値を表-2に示す。

表-2より、支間中央の正曲げモーメントは、負曲げモーメント域に下コンクリート床版を配置することで、支間60m、80m、100mでそれぞれ6.3%、8.0%、6.8%低減されることがわかった。一方、中間支点の負曲げモーメントは、支間60m、80m、100mでそれぞれ9.1%、11.9%、10.5%増加することがわかった。しかし、中間支点領域は、下コンクリート床版が剛性に対して大きく寄与するので、経済的な断面を構成することが可能である。

### 3.4 活荷重たわみの比較

各ケースの支間中央の活荷重たわみについて比較を行う。ここでは、代表として、P2~P3間の支間中央の活荷重たわみを表-3に示す。表-3より、二重合成構造を適用することで、支間60m、80m、100mでそれぞれ6.0%、4.0%、1.7%の活荷重たわみが低減されることがわかった。

### 3.5 経済性比較

通常の少数I桁橋と二重合成I桁橋との鋼重比較を行う。各ケースの鋼重を表-4に示す。表-4より、二重合成構造を適用することで鋼重が、支間60m、80m、100mでそれぞれ9.7%、12.5%、14.9%低減できることがわかった。このことから、通常の少数I桁橋に二重合成構造を適用することで、経済性が向上すると言える。また、長支間になるほど鋼重低減の効果が大きい傾向にあることがわかった。

## 4. 二重合成I桁橋の耐風安定性

主構造の合理化を目的とした少数I桁橋は、従来の鋼多主I桁橋に比べてねじれ剛性および構造減衰が低下す

表4 鋼重比較

	最大支間	鋼重(t)	比率(%)
Case-1	60m	593.6	-9.7
Case-2		540.9	
Case-3	80m	1005.6	-12.5
Case-4		894.2	
Case-5	100m	1473.5	-14.9
Case-6		1282.6	

ることから、これまで問題とはならなかったねじれ振動に関する耐風安定性の評価に注意する必要がある。特に、長支間の少数I桁橋の耐風安定性に対しては、風洞試験による耐風性の照査ならびに実橋の振動実験による振動特性の確認がなされ、いくつかの事例<sup>4)~8)</sup>が報告されている。

二重合成I桁橋は、中間支点付近が下コンクリート床版を有する開断面充腹桁、支間中央部が開断面充腹桁で構成されているため、ねじれ振動モードに対して見かけ上の支間長が短くなる効果がある。そのため、少数I桁橋に比べて、ねじれ振動に対する耐風安定性の向上が期待できる。

そこで、二重合成I桁橋のFEモデルによる固有値解析を実施して振動特性を把握するとともに、既往の少数I桁橋の風洞試験結果<sup>4)~8)</sup>を参考として、二重合成I桁橋の耐風安定性の概略照査を行う。

#### 4.1 固有値解析

固有値解析は、試設計を行った最大支間長 80m および 100mの少数I桁橋と二重合成I桁橋を対象として実施した。FEモデルとしては、5径間すべてをソリッド要素（床版、壁高欄）、シェル要素（鋼桁）および梁要素（横構部材）でモデル化し、支間部はゴム支承をバネ要素でモデル化して弾性支持条件とした。橋面舗装は、剛性は無視して重量のみ考慮するものとした。

表-5 および図-5 に鉛直たわみ1次モードとねじれ1次モードのそれぞれ固有振動数および固有振動モード形状のFE解析結果を示す。鉛直たわみ振動数 $f_h$ は、少数I桁橋と二重合成I桁橋でほぼ同じ値を示しているが、耐風設計便覧<sup>9)</sup>に示される経験式  $f_h = 100/L$  より小さくなる傾向が見られ、支間長が大きくなるほどその傾向が

顕著になる。一方、ねじれ振動数 $f_\theta$ は、少数I桁橋（横構無）の場合、振動数比が $f_\theta/f_h = 1.1$  と非常に小さくなるのが特徴であり、横構を設置することによってねじれ振動数が大きく増加している。

二重合成I桁橋では、少数I桁橋（横構有）の場合よりもさらにねじれ振動数が増加しており、耐風設計便覧に示される経験式  $f_\theta = 2.0 f_h$  が比較的よい近似を与えることがわかった。

また、少数I桁橋は中央径間が卓越するねじれ振動モード形状を示すが、二重合成I桁橋は中間支点部の下コンクリート床版の影響によって端部径間が卓越するねじれ振動モード形状を示すことがわかった。

#### 4.2 耐風安定性の概略照査

既往の少数I桁橋の風洞試験結果<sup>8)</sup>より、少数I桁橋に発生する渦励振と発散振動と言った空力振動の発現風速を表-6 に示す。参考までに耐風設計便覧<sup>9)</sup>の発現風速も併記している。

少数I桁橋の空力振動性状としては、ねじれ渦励振が比較的高い風速域でかつ許容振幅以上の大振幅で発生するため、耐風安定性の確保が困難となることが指摘されている。鉛直たわみ渦励振については、許容振幅以下の微小振幅で発生して、構造減衰が  $\gamma = 0.04$  程度で概ね抑制されることから、耐風安定性は十分確保されるものと考えられる。

よって、二重合成I桁橋の耐風安定性の概略照査方法としては、照査風速内において、ねじれ渦励振と発散振動の発生の有無を確認するものとする。なお、各種空力振動の照査風速は、架橋地点の条件を基本風速  $U_{10} = 30\text{m/s}$ 、地表粗度区分  $\alpha$ 、高度  $z = 50\text{m}$  と想定して、設計基準風速  $U_d = 38.4\text{m/s}$  より算出する。

表-7 に少数I桁橋と二重合成I桁橋の耐風安定性の概略照査結果を示す。ここで、各項目における発現風速は、文献 8)より算出することとした。最大支間長 80m の場合、Case-3-1 では、ねじれ剛性が非常に小さいため、ねじれ渦励振とフラッターの発生が懸念されるため、何らかの耐風対策が必要となってくる。その耐風対策としては、少数I桁橋に横構を設置して、ねじれ振動数を増加させることが一般的である。Case-3-2 および Case-4 では、

表5 固有振動数の解析結果

	最大支間長	橋梁形式	鉛直たわみ1次 $f_h$ (Hz)	ねじれ1次 $f_\theta$ (Hz)	振動数比 $f_\theta/f_h$
Case-3-1	80m	少数I桁橋(横構無)	1.04	1.18	1.13
Case-3-2		少数I桁橋(横構有)	1.05	1.74	1.66
Case-4		二重合成I桁橋	1.01	2.28	2.26
Case-5-1	100m	少数I桁橋(横構無)	0.73	0.87	1.19
Case-5-2		少数I桁橋(横構有)	0.73	1.54	2.11
Case-6		二重合成I桁橋	0.69	1.82	2.64
耐風設計 便覧	80m	プレートガーダー	1.25	2.50	2.00
	100m		1.00	2.00	2.00

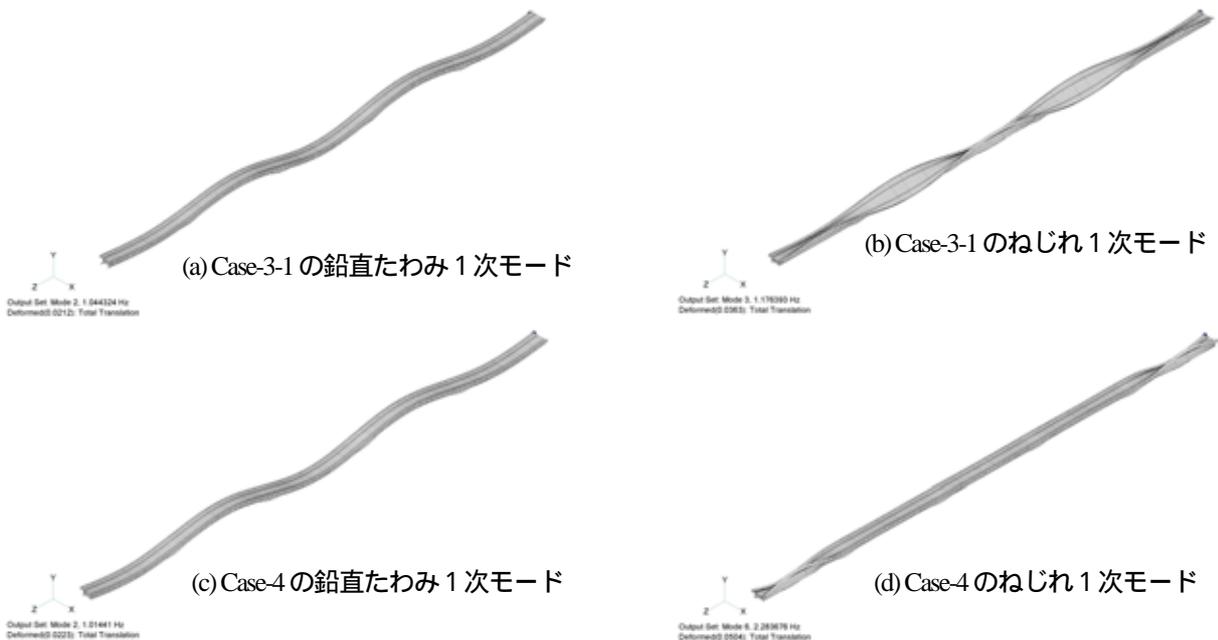


図-5 最大支間長 80m の固有振動モード

いずれの空力振動も発生せず、耐風安定性が確保されていることが分かる。Case-4 に着目すると、ねじれ振動に対する耐風安定性は十分に確保されているが、鉛直たわみ振動のギャロッピングに対する耐風安定性の確保がやや厳しくなる傾向にある。これは、下コンクリート床版がねじれ振動数の増加には非常によく効くが、鉛直たわみ振動数の増加にはあまり寄与せず、中間支点部の剛性増の効果より支間中央部の鋼桁剛性減の影響が大きく、逆に鉛直たわみ振動数が若干低下したためである。

また、最大支間長 100m の場合、Case-5-2 で、フラッターに対しては安定化するが、ねじれ渦励振やギャロッピングの発生が懸念される。Case-6 では、ねじれ振動に対する耐風安定性は確保されるが、ギャロッピングの発

生が懸念されるため、何らかの耐風対策が必要である。このように支間長 80m を超えるケースでは、鉛直たわみ振動数が 1Hz 以下となるため、ギャロッピングに対する耐風安定性の確保が設計上重要な問題となってくるものと思われる。

ギャロッピングの発現風速を上昇させるためには、鉛直たわみ振動数を増加させる構造力学的制御方法と作用する流体力そのものを制御する流体力学的制御方法が考えられる。

構造力学的制御方法としては、RC橋脚と鋼 2 主桁を剛結構造とする複合ラーメン形式が考えられる。少数桁橋の場合、弾性支承に比べて剛結構造を採用することによって固有振動数が 4 割程度増加することが知られて

表-6 少数桁橋の空力振動の発現風速

	照査項目	少数桁橋の研究例 <sup>(8)</sup> (m/s)	耐風設計便覧 <sup>(9)</sup> (m/s)
	渦励振	鉛直たわみ	$U_{cvh}=1.7f_h \cdot B$
ねじれ		$U_{cv\theta}=2.0f_\theta \cdot B$	$U_{cv\theta}=1.1f_\theta \cdot B$
発散振動	ギャロッピング	$U_{cg}=4.0f_h \cdot B$	$U_{cg}=4.0f_h \cdot B$
	フラッター	$U_{cf}=3.0f_\theta \cdot B$	$U_{cf}=2.5f_\theta \cdot B$

注) 表中の B は、橋梁総幅員(m)である。

表-7 少数桁橋と二重合成桁橋の耐風安定性の概略照査結果

	最大支間長	ねじれ渦励振		ギャロッピング		フラッター	
		発現風速(m/s)	判定	発現風速(m/s)	判定	発現風速(m/s)	判定
Case-3-1	80m	27.1	OUT	47.8	OK	40.7	OUT
Case-3-2		40.0	OK	48.3	OK	60.0	OK
Case-4		52.4	OK	46.5	OK	78.7	OK
Case-5-1	100m	20.0	OUT	33.6	OUT	30.0	OUT
Case-5-2		35.4	OUT	33.6	OUT	53.1	OK
Case-6		41.9	OK	31.7	OUT	62.8	OK
照査風速		$U_d=38.4$ (m/s)		$1.2 \cdot U_d=46.1$ (m/s)		$1.2 \cdot E_{r1} \cdot U_d=53.0$ (m/s)	

注) 表中の  $E_{r1}$  は、自然風の変動に基づく補正値で、粗度区分 Ⅰでは  $E_{r1}=1.15$  である。

いる<sup>9)</sup>。つまり、複合ラーメンI桁橋では、弾性支承に比べてギャロッピングの発現風速が4割程度上昇するものと推察される。

また、流体力学的制御方法としては、鋼製高欄部に設置するフラップや下部スカート等が考えられる。フラップは床面上の流速を早める効果があり、一方、下部スカートは剥離流の流下速度を弱める効果があり、鋼I桁に作用する流体力を低下させてギャロッピングを抑制するものである。これらは、桁高の大きい箱桁断面のギャロッピング対策として実績があり<sup>10)</sup>、少数I桁での有効性については、別途検討が必要である。

今回の耐風安定性の概略照査の結果より、最大支間長が80mを超える二重合成I桁橋の耐風安定性については、風洞実験等による詳細検討が必要であると考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、5径間連続合成2主I桁橋に二重合成構造を適用した橋梁形式について試設計を行い、その経済効果と耐風安定性について検討を行った。本研究で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) 二重合成I桁橋を適用することで、最大支間長60m、80mおよび100mのいずれのケースにおいても支間中央の曲げモーメントが通常の連続合成2主I桁橋より6.3%～8.0%低減されることが確認できた。
- (2) 活荷重たわみは、二重合成I桁橋を適用することで、1.7%～6.0%低減される。
- (3) 鋼重は、9.5%～14.9%低減されることから、二重合成I桁橋を適用することで、経済性が向上すると言える。また、長支間になるほど、その効果が高くなる傾向にある。
- (4) 支間80m程度の通常の連続合成2主I桁橋では、ねじれ渦励振およびフラッターの発生が懸念されるため、

横構を設けるといった耐風対策が必要になるが、二重合成I桁橋は、十分な耐風安定性を有することが確認できた。

- (5) 支間100m程度になると、二重合成I桁橋でもギャロッピングの発生が懸念されるが、主桁をRC橋脚と剛結することで、ギャロッピングの発生風速が上昇するものと推測できる。

## 参考文献

- 1) 栗田, 大山, Rutner: 二重合成連続箱桁橋の現状と課題, 第4回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.45-58, 2001.8.
- 2) 大久保, 梁, 大山, 夏秋, 栗田: 鋼・コンクリート二重合成桁の実績調査と考察, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.19-22, 2003.11.
- 3) 泰平, 大山, 栗田: 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁の曲げ耐荷力に関する実験的研究, 第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.23-28, 2003.11.
- 4) 青木, 佐々木, 前原, 兼重: 鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討, 土木学会第56回年次学術講演会概要集, I - B349, pp.698 - 699, 2001.10
- 5) 山田, 台原, 上島, 澤田, 枝元, 篠原: 少数主桁橋梁の耐風性, 橋梁と基礎 2002 - 2, pp.37 - 42, 2002.2
- 6) 村越, 麓, 芦塚, 清田, 宮崎: 鋼少数主桁橋の耐風安定性と振動特性に関する実験的検討, 振動コロキウム論文集, pp.357 - 362, 2003.9
- 7) 村越, 麓, 畠中, 清田, 井上, 武田, 宮崎: 鋼少数主桁橋の耐風特性について, 土木学会第58回年次学術講演会概要集, I - 113, pp.225 - 226, 2004.9
- 8) 芦塚, 斎藤, 本田, 平井: PC床版少数主桁橋の耐風安定性について, 土木学会第60回年次学術講演会概要集, I - 298, pp.593 - 594, 2005.9
- 9) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1991.7
- 10) 日本鋼構造協会: 構造物の耐風工学, 1997.11

## DESIGN CALCULATIONS AND AEROELASTIC STABILITY OF STEEL-CONCRETE DOUBLE COMPOSITE TWIN I-GIRDER BRIDGES

Takashi NAKANO, Manabu OKUMURA, Nobuhito OKUBO,  
Osamu OHYAMA and Akimitsu KURITA

Recently in Japan, the steel-concrete composite bridges aimed the reducing construction cost and period are adopted widely and its numbers are increasing remarkably. Then, the authors have been proposed the steel-concrete double composite twin I-girder bridges, which have two concrete slabs at upper and lower surfaces only in the region of the intermediate support. However, the applicability of this type of the bridge has not been certified. To investigate economic effect and aeroelastic stability of the double composite twin I-girder bridges, the design calculations and eigenvalue analysis were carried out and its results are reported herein.