

## (43) 橋台部ジョイントレス構造における 二重合成構造の適用に関する検討

奥田 直人<sup>1</sup>・今川 雄亮<sup>2</sup>・大山 理<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 大阪工業大学大学院 工学研究科 建築・都市デザイン工学専攻

(〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

E-mail: m1m18103@st.oit.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 大阪工業大学特任講師 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

E-mail: yusuke.imagawa@oit.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 大阪工業大学教授 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

E-mail: osamu.oyama@oit.ac.jp

橋梁の老朽化が問題となっている中、支承および伸縮装置に多くの損傷が確認されている。地方自治体は、橋梁を多数管理しているが、その維持管理費に占める支承および伸縮装置の割合が相対的に大きく、財政を圧迫している。そこで、支承や伸縮装置を用いず桁と橋台を剛結した橋台部ジョイントレス構造に着目し、さらに、剛結部となる桁端部に二重合成構造を適用する構造を考案した。本構造は、桁の剛性を合理的に増加させることで桁高を抑えることが可能となり、ライフサイクルコストの大幅な低減に寄与できる可能性がある。そこで、本文では、将来的にわが国において採用される限界状態設計法を採用して、二重合成構造を適用した橋台部ジョイントレス構造の提案を行い、従来のジョイントレス橋梁と断面構成などを比較・検討した結果について報告する。

**Key Words:** composite rigid-frame bridge, double composite structure, limit state design method

### 1. はじめに

近年、完成から50年以上が経過する橋梁が急速に増加している中で、その維持管理費の増大が大きな問題となっている。また、わが国の橋梁の多数を地方自治体が管理しているが、保全業務に携わる土木技術者が不足している市町村も存在するなど、橋梁の点検が大きな負担となっている。特に、桁端部においては、支承および伸縮装置に多数の損傷が確認されているが、それらの部材は非常に狭い箇所に配置されており、点検を行うことが容易ではない。そこで、桁と橋台を剛結し、桁端部に支承および伸縮装置を設けない橋台部ジョイントレス構造が、経済性、走行性、耐震性ならびに維持管理性に優れるとされ、注目されている<sup>1)</sup>。また、維持管理費の削減だけでなく、桁端部を剛結することにより、支間中央部での桁高を抑えることができるため、橋梁建設費の削減の面でも今後の発展が期待される橋梁形式である。

本研究では、その橋台部ジョイントレス構造を対象と

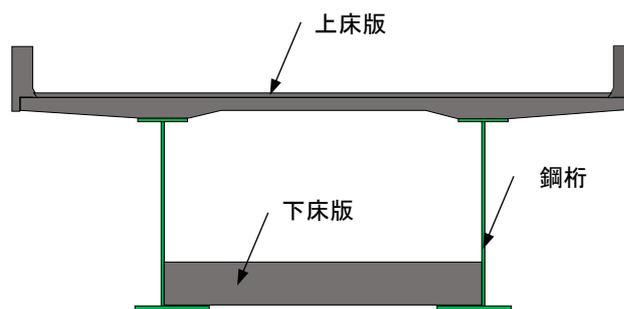


図-1 二重合成構造の概念<sup>2)</sup>

し、さらに、負曲げモーメントが作用する桁端部付近に図-1に示すような下床版を有する二重合成構造の適用を提案する。二重合成構造は、これまで、連続合成桁橋の中間支点領域に下床版を配置することで、負曲げモーメント領域における圧縮力を下床版コンクリートが受け持つため、鋼桁の局部座屈が生じず、桁の剛性が合理的に増し、従来の構造より桁高を抑えることができるなどの

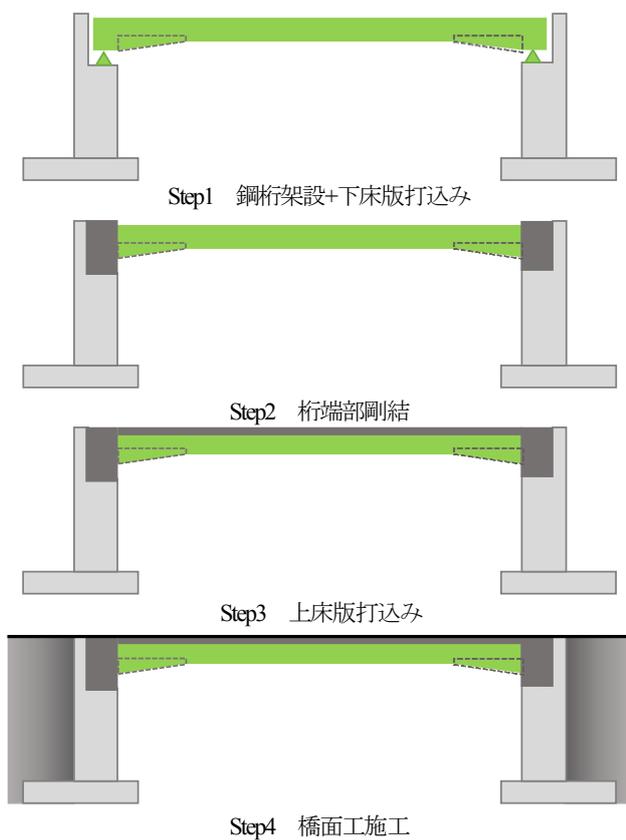


図-2 施工ステップ

利点を有している<sup>3)</sup>。そこで、橋台部ジョイントレス構造にも二重合成構造を応用することで、橋梁建設費のさらなる削減が期待できると考えられる。

そこで、本文では、設計手法として限界状態設計法を採用し、主に、全長に渡ってコンパクト断面として設計が可能となることに着目し、橋台部ジョイントレス構造への二重合成作用の適用性について検討を行った結果について報告する。

## 2. 断面力解析と解析条件

本研究で提案する施工ステップを図-2に示す。

本研究では、鋼桁架設および下床版打込み後、上床版を打込む前に桁端部を剛結する施工ステップとしている。したがって、鋼桁架設および下床版打込み時は単純桁構造とし、桁端部剛結後の上床版打込み時および橋面工施工後は図-3に示すような橋台下端の変位を水平方向のみに制限したポータルラーメン構造として断面力解析を行う。ここで、水平ばねのばね定数は、地盤のN値を50とし、文献4)を参考に計算を行い、 $4.12 \times 10^6 \text{ kN/m}$ としている。

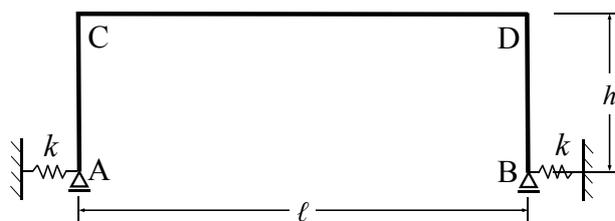


図-3 解析モデル

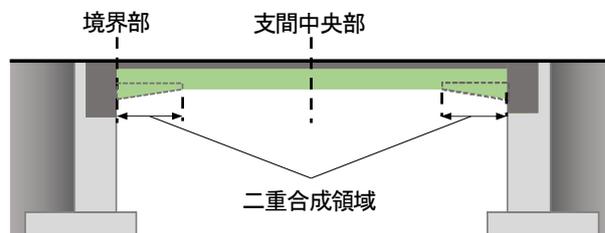


図-4 照査位置

表-1 断面構成(単位: mm)

断面位置		境界部	支間中央部
主桁形状	上フランジ	板幅	500
		板厚	40
	ウェブ	板幅	2460
		板厚	16
	下フランジ	板幅	600
		板厚	50

## 3. 設計条件と照査結果

本研究の対象橋梁は、支間長: 53m, 主桁間隔: 5.5m, 橋台高さ: 11m, 主桁本数: 2本, 全幅員: 10.15m, 主桁材質: SM490Y, 上床版および下床版の設計基準強度:  $40 \text{ N/mm}^2$ , 床版内の橋軸方向鉄筋はSD345(D22)を125mmピッチで配置する。下床版の設置範囲は、桁端部から  $0.15L$  ( $L$ :支間長)までとし<sup>5)</sup>, その範囲は、変断面とする。下床版厚は、図-4に示す境界部断面において、式(1)より、塑性中立軸位置が下床版上縁と一致するように決定している。

$$x = h_w - \frac{\gamma_s}{t_w f_{yd}} \left( \frac{A_r f_{yd} / \gamma_r + A_s f_{yd} / \gamma_s + A_c f'_{cd} / \gamma_c}{2} - A_r f_{yd} / \gamma_r - A_{fu} f_{yd} / \gamma_s \right) \quad (1)$$

ここに、 $h_w$ : ウェブ高,  $A_s$ : 鋼材の断面積,  $A_r$ : 橋軸方向鉄筋の断面積,  $A_{fu}$ : 上フランジの断面積,  $A_c$ : 下床版の断面積,  $t_w$ : 鋼材のウェブ厚,  $f_{ud}$ : 鋼材の設計降伏強度,  $f_{yd}$ : 橋軸方向鉄筋の設計降伏強度,  $f'_{cd}$ : 下床版コンクリートの設計基準強度,  $\gamma_s$ : 鋼材の材料係数,  $\gamma_r$ : 鉄筋の材料係数,  $\gamma_c$ : コンクリートの材料係数である。

照査は、境界部および支間中央部の2断面について行い、断面構成を表-1に示す。安全性の照査に用いる部分係数は、2014年制定 複合構造標準示方書<sup>6)</sup>を参考に表-2に示す値とする。その結果、下床版厚は境界部およびその端部で、それぞれ、620mmおよび120mmとなった。

表-2 部分係数

安全係数 要求性能	材料係数 $\gamma_m$			部材係数 $\gamma_b$	構造解析係数 $\gamma_a$	作用係数 $\gamma_f$		構造物係数 $\gamma_i$
	コンクリート $\gamma_c$	鉄筋 $\gamma_r$	構造用鋼材 $\gamma_s$			主たる 変動作用	従たる 変動作用	
安全性	1.3	1.0	1.05	1.3	1.0	1.2	1.0	1.2
使用性	1.0	1.0	1.05	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

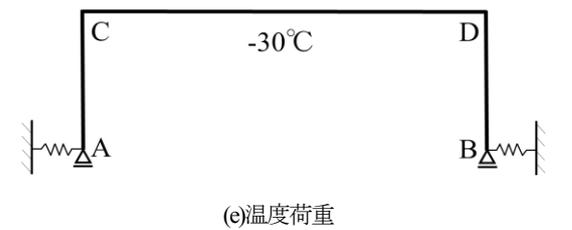
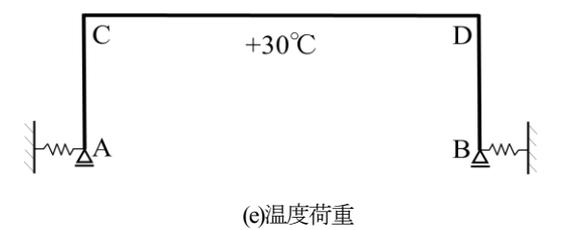
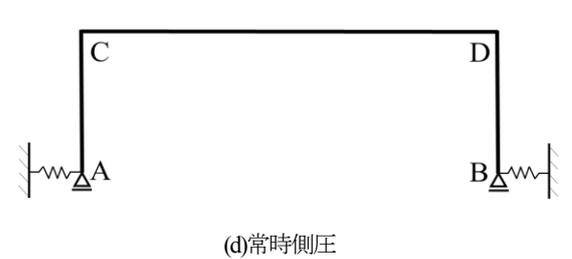
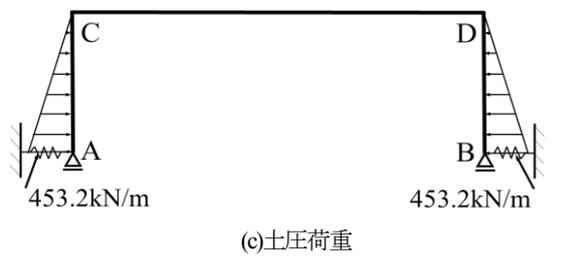
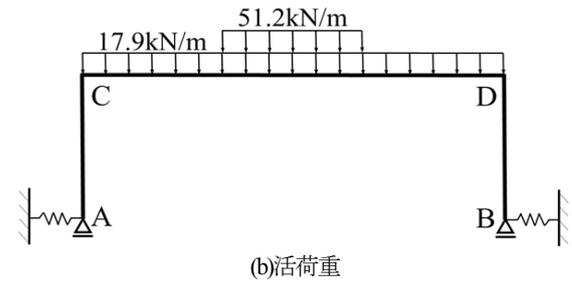
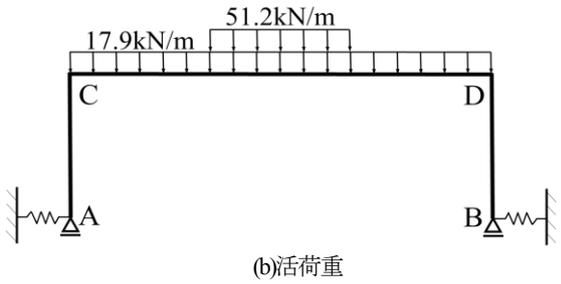
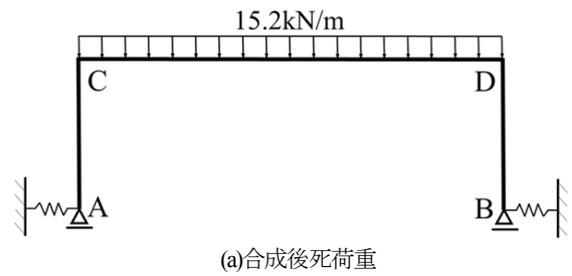
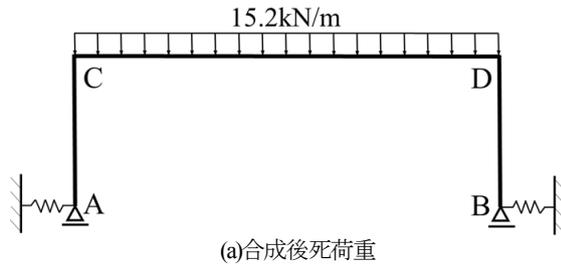


図-5 境界部で最も不利となる載荷荷重モデル

図-6 支間中央部で最も不利となる載荷荷重モデル

表-3 照査結果

断面位置		境界部	支間中央部	
鋼桁架設 +下床版 打込み時	曲げ照査	設計曲げモーメント(kN・m)	812	3539
		設計曲げ耐力(kN・m)	17791	9801
		照査値	0.05	0.36
		判定	OK	OK
	せん断照査	設計せん断力(kN)	367	0
		設計せん断耐力(kN)	5358	3993
		照査値	0.07	0.00
		判定	OK	OK
上床版 打込み時	曲げ照査	設計曲げモーメント(kN・m)	-10775	6347
		設計曲げ耐力(kN・m)	-19097	9801
		照査値	0.56	0.65
		判定	OK	OK
	せん断照査	設計せん断力(kN)	1383	0
		設計せん断耐力(kN)	5684	3993
		照査値	0.24	0.00
		判定	OK	OK
合成後	曲げ照査	設計曲げモーメント(kN・m)	-24191	16973
		設計曲げ耐力(kN・m)	-38543	20927
		照査値	0.75	0.97
		判定	OK	OK
	軸力照査	設計軸方向力(kN)	-3733	-3078
		設計軸方向耐力(kN)	-35181	-23095
		照査値	0.11	0.13
		判定	OK	OK
	せん断照査	設計せん断力(kN)	3123	468
		設計せん断耐力(kN)	5606	4267
		照査値	0.67	0.13
		判定	OK	OK
	活荷重たわみ	発生活荷重たわみ(mm)	—	22.93
		活荷重たわみ制限値(mm)	—	106.00
		照査値	—	0.22
		判定	—	OK

上床版硬化後には、合成後死荷重、活荷重、土圧荷重、常時側圧ならびに温度荷重が作用する。ここで、土圧荷重とは、橋台背面の土によって作用する荷重、常時側圧とは、橋台背面土に上載される活荷重によって作用する側圧のことを意味している。本研究では、合成後死荷重および $p_2$ 活荷重は、全長に載荷し、 $p_1$ 活荷重は、それぞれの断面に最も不利な断面力が生じるように載荷する。土圧荷重は、両側の橋台に全土圧もしくは1/2土圧が作用の2ケースから、常時側圧は、左側のみ、右側のみ、両側の3ケースから、温度荷重は、道路橋示方書<sup>7)</sup>を参考に、温度変化を $\pm 30^\circ\text{C}$ の範囲からそれぞれの断面に最も不利な断面力が生じるように載荷する。ここで、線膨張係数は $12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ としている。図-5および図-6に最も不利となる曲げモーメントが作用する場合の載荷荷重モデルを示す。なお、軸方向力およびせん断力についても、それぞれ最も不利となる載荷荷重モデルで検討を行っている。

断面の曲げ耐力は、鋼桁架設および下床版打込み時ならびに上床版打込み時は、鋼桁上縁もしくは鋼桁下縁が設計降伏強度または下床版下縁が設計基準強度に達する際の曲げモーメントのうち、最も値の小さいもの、合成後は断面が全塑性に至る際の曲げモーメントを耐力としている。その結果、表-1に示す断面構成は、表-3に示すように全ての断面において、鋼桁架設および下床版打込み時、上床版打込み時ならびに合成後の断面の照査を満足することが明らかとなった。また、支間中央部において発生する活荷重たわみに対し、道路橋示方書では、支間長が40m以上の場合の制限値は $L/500$ ( $L$ :支間長)と規定されており、支間長53m、構造物係数1.0として計算したところ、こちらも表-3に示すように照査を満足することがわかった。さらに、桁端部において負曲げモーメントが発生するため、コンクリート標準示方書(設計編)<sup>8)</sup>の算定式に基づき、床版に引張応力が生じる際のひび割れ幅を計算した結果、0.195mmとなった。同示方書に規

表-4 隅角部構造と力の伝達機構の例<sup>9)11)</sup>

定着形式	橋梁名	隅角部の力の伝達機構		
		軸力	曲げモーメント	せん断力
頭付きスタッド	色太第三橋			
		ウェブの頭付きスタッド	フランジの頭付きスタッド	ウェブの頭付きスタッド
孔あき鋼板方式ジベル	西浜陸橋			
		上下フランジの孔あき鋼板ジベル	上下フランジの孔あき鋼板ジベル	下フランジ下面のコンクリートの支圧力
孔あき鋼板開孔方式ジベル	下谷池橋			
		フランジの孔あき鋼板ジベル	フランジおよびウェブの孔あき鋼板ジベル	ウェブの孔あき鋼板ジベル

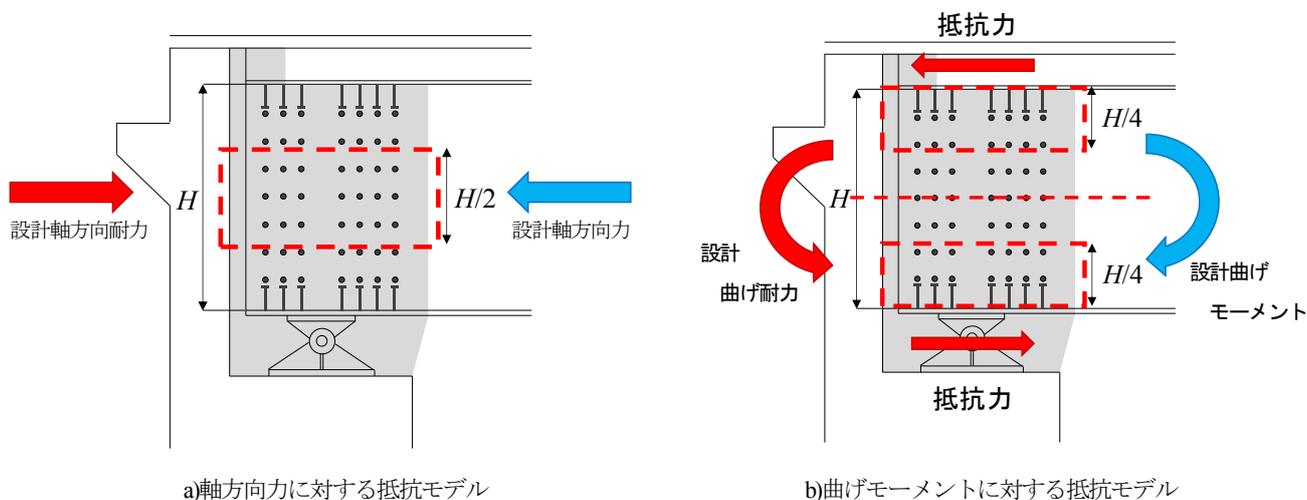
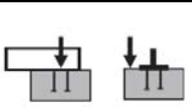
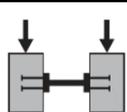
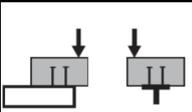


図-7 隅角部における抵抗モデル

表-5 打込み方向によるずれ限界設計耐力

上フランジ	ウェブ	下フランジ
		
$V_{ss}=0.43V_{ssud}$	$V_{ss}=0.5V_{ssud}$	$V_{ss}=0.5V_{ssud}$

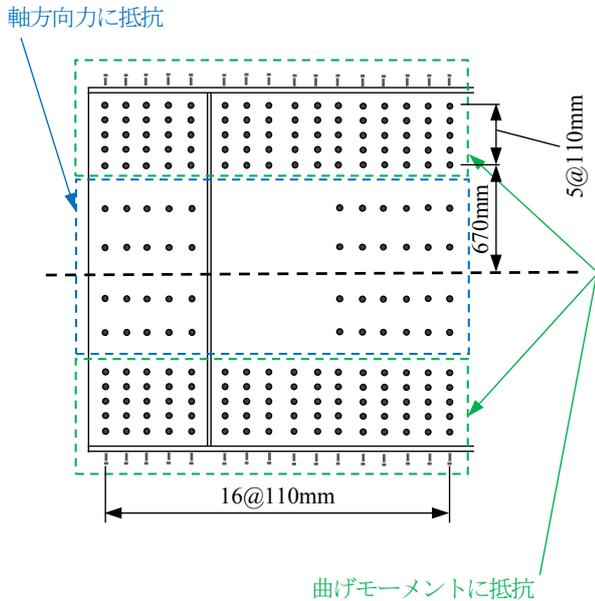


図-8 隅角部におけるずれ止め配置

定されているひび割れ幅の制限値は  $w_a = 0.005c$  ( $c$ : かぶり)で与えられ、上段鉄筋のかぶりを 40mm、構造物係数を 1.0 として計算したところ、0.200mm となる。したがって、隅角部におけるひび割れ幅は、制限値に近い値になるものの照査を満足する結果となった。

つぎに、隅角部におけるずれ止めの安全性および使用性の照査である。隅角部においては、鋼桁に作用する断面力を確実に橋台へ伝達する機能が求められるが、桁の埋込み長さや隅角部における力の伝達機構などの構造細目については未解明な部分が多く、詳しく規定されていない。よって、わが国では、表-4に示すように、様々な力の伝達機構が考えられてきた。そこで、本研究では、下谷池橋<sup>10)</sup>を参考とし、図-7に示すように、軸方向力に対しては、ウェブ中央部( $H/2$ の範囲)に配置した頭付きスタッドで抵抗、曲げモーメントに対しては、ウェブ中央を回転軸と仮定して、上下のフランジとウェブ上下部(上下  $H/4$ の範囲)に配置した頭付きスタッドの抵抗力を隅力モーメントに置き換えて抵抗することとした。頭付きスタッド1本当たりの設計せん断耐力は式(2)および式(3)に示す算定式のうち小さくなる方の値を使用する<sup>9)</sup>。

$$V_{ssud} = \frac{1}{\gamma_b} \left( 31A_{ss} \sqrt{\left( \frac{h_{ss}}{d_{ss}} \right) f'_{cd} + 10000} \right) \quad (2)$$

表-6 隅角部における安全性の照査結果

a)軸方向力		
設計軸力		-3733 kN
スタッド	せん断耐力	113 kN/本
抵抗軸力		-4991 kN
照査		0.90 <b>OK</b>
b)曲げモーメント		
設計曲げモーメント		-30094 kNm
スタッド	せん断耐力	113.4 kN/本
抵抗曲げモーメント		-41563 kNm
照査		0.87 <b>OK</b>

表-7 隅角部における使用性の照査結果

a)軸方向力		
設計軸力		-3128 kN
スタッド	せん断耐力(ウェブ)	73.7 kN/本
抵抗軸力		-3244 kN
照査		0.96 <b>OK</b>
b)曲げモーメント		
設計曲げモーメント (温度時)		-25267 kNm
スタッド	せん断耐力(上フランジ)	63.4 kN/本
	せん断耐力(ウェブ)	73.7 kN/本
	せん断耐力(下フランジ)	73.7 kN/本
抵抗曲げモーメント		-26596 kNm
照査		0.95 <b>OK</b>

$$V_{ssud} = \frac{1}{\gamma_b} A_{ss} f_{sud} \quad (3)$$

ここに、 $\gamma_b$ : 部材係数、 $A_{ss}$ : 頭付きスタッドの断面積、 $h_{ss}$ : 頭付きスタッドの高さ、 $d_{ss}$ : 頭付きスタッドの軸径、 $f_{cd}$ : コンクリートの設計圧縮強度、 $f_{sud}$ : 頭付きスタッドの設計引張強度である。

なお、使用性の照査を行う場合は、表-5に示すようにコンクリートの打込み方向ごとに頭付きスタッド1本当たりのずれ限界設計耐力を算出する必要がある<sup>9)</sup>。

本研究で提案する隅角部におけるずれ止め配置を図-8に示す。本研究では、桁の埋込み長を 2.0m とし、曲げモーメントに抵抗するウェブ上下部の頭付きスタッドは上下それぞれ5段ずつ配置することとした。その結果、軸径 22mm、全高 150mm、設計引張強度 400N/mm<sup>2</sup>の頭付きスタッドを軸方向力に抵抗するウェブ中央部に 44本、曲げモーメントに抵抗する上下フランジとウェブ上下部に 384本配置することで、表-6および表-7に示すように、隅角部におけるずれ止めの安全性および使用性の照査を満足する結果となった。

表-8 成恒橋との断面比較 (単位: mm)

	桁端部		支間中央部	
	成恒橋	本橋梁	成恒橋	本橋梁
上フランジ	600×30	500×40	600×55	500×40
ウェブ	3070×16	2460×16	3045×16	1960×16
下フランジ	850×32	600×50	850×46	600×50
断面積比	1.00	0.95	1.00	0.67

#### 4. 断面の比較

本研究では、二重合成構造を有する橋台部ジョイントレス構造の提案を行ったが、比較対象として同じ支間長を有する成恒橋<sup>4)</sup>を選定した。成恒橋は、東九州自動車道にかかる単純合成2主I桁ポータルラーメン橋であり、国内最大級の鋼ポータルラーメン橋である。本研究の対象橋梁は、鋼桁の断面寸法、隅角部におけるずれ止め配置ならびに施工ステップ以外の構造細目はすべて成恒橋に準拠している。異なる施工ステップを採用した理由は、本研究の鋼桁の断面寸法は、桁端部においては、隅角部でのひび割れ幅の照査で決定し、支間中央部においては、合成後の曲げモーメントに対する照査で決定する結果となっている。しかし、成恒橋は上床版打込み後に桁端部を剛結しているが、この施工ステップで検討を行うと、仮設時の照査によって桁高が決定してしまい、下床版の効果が発揮されない結果となったためである。しかし、本研究の施工ステップを採用する場合、隅角部のコンクリートが十分に硬化する前に、温度変化などの影響で隅角部に断面力が作用すると、コンクリートにひび割れが発生する危険性がある。そのため、継手部に長孔を設けるなど、養生が不十分なコンクリートに大きな断面力が作用しないように留意する必要があると考えている<sup>12)</sup>。

本研究の対象橋梁と成恒橋の断面比較を行ったものを表-8に示す。表-8より、限界状態設計法を採用して、桁を変断面とし、二重合成構造を適用することで、従来の橋台部ジョイントレス構造に比べて、大幅に断面を縮小できることがわかる。

#### 5. まとめ

二重合成構造を適用した橋台部ジョイントレス構造の検討を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 橋台部ジョイントレス構造の負曲げ領域に二重合成構造を適用することで、表-1に示す断面で、鋼桁架設および下床版打込み時、上床版打込み時ならびに合成後の断面照査をすべて満足する結果となり、従来の橋台部ジョイントレス構造と比較し

て、大幅に断面を削減できる結果となった。

- 2) 隅角部のずれ止めには、頭付きスタッドを採用し、主桁から隅角部、隅角部から橋台への断面力の伝達に対して、道路橋示方書に記載されているずれ止めの最大間隔および最小間隔の規定を満足する配置で照査を満足する結果となった。
- 3) 本研究では、上床版打込みの前に桁端部を剛結する施工ステップとしているが、上床版打込み後に桁端部を剛結すると、二重合成構造の効果が発揮されないため、施工ステップに留意する必要がある。

以上より、二重合成構造を適用した橋台部ジョイントレス構造の採用にあたっては、施工ステップに留意する必要があるものの、従来の橋台部ジョイントレス構造に比べて大幅に断面の縮小が可能であり、橋梁建設費の削減が大いに期待できると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 土木研究所、鋼管杭・鋼矢板技術協会、プレストレスト・コンクリート建設業協会、日本橋梁建設協会、建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3)、整理番号404号、2012。
- 2) 大久保宣人、梁鐘 護、大山 理、夏秋義弘、栗田章光：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。
- 3) 山本真気、木部謙吾、大山 理、大久保宣人、栗田章光：二重合成2主I桁橋の下コンクリート床版におけるスタッドの設計法、構造工学論文集 Vol.55A、pp.1102-1113、2009.3。
- 4) 片山和也、山本正寿、山野 修、永田敏春：国内最大級の支間を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と施工—東九州自動車道 山国川橋(鋼上部工)工事—、片山技報、No.30、pp.30-35、2014.11。
- 5) 社団法人日本橋梁建設協会：連続合成2主I桁橋の設計例と解説、2005.8。
- 6) 土木学会複合構造委員会、複合構造標準示方書小委員会：2014年制定 複合構造標準示方書[設計編]、2015.3。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I-V 編、2017。
- 8) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書[設計編]、2017。
- 9) 塩永亮介、河野 豊、川辺篤宣、上田和哉：鋼ポータルラーメン橋「色太第三橋」の実験と施工、石川島播磨技報 vol.44 No.2、2004.3。
- 10) 道下恭博、櫻井信彰、本間宏二、渡部弘明、平田尚、藤川敬人：インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工、橋梁と基礎、Vol.35 No.2、2001.2。
- 11) 芦塚憲一郎、宮田弘和、坂手道明、木曾収一郎、栗田章光：直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と隅角部構造の合理化、構造工学論文集 Vol.53A、pp.936-945、2007。

- 12) 本間雅史, 前田良文, 小林 良, 大久保宣人 : 小針  
岸川橋の設計と施工, 土木学会北海道支部論文報告  
集 第 54 号(A), pp.442-447, 1998.2.

(Received August 30, 2019)

## STUDY ON APPLICATION OF COMPOSITE RIGID-FRAME BRIDGE WITH DOUBLE COMPOSITE STRUCTURE

Naoto OKUDA, Yusuke IMAGAWA and Osamu OHYAMA

Recently, the steel-concrete composite rigid frame bridge trends to increase for short and medium span length. This type of the structure has obvious advantage with respect to construction and maintenance costs, driving quality and earthquake resistance. On the other hand, the steel-concrete double composite girder bridges, which has two concrete slabs at upper and lower surfaces of the girder is recognizing. As one of the advantages, the cross section both in sagging and hogging bending moment area is classified into the compact section at the ultimate limit state, that is, the maximum flexural strength of these sections can be taken full plastic moment.

Therefore, the authors have been proposed the rigid frame bridge with double composite structure. The trial design results of this this structural system are reported in this paper.