## (42) 限界状態設計法に基づく 二重合成2主 桁橋の試設計

片山 和也1・山野 修2・上田 修3・藤原 稔史4・大山 理5

<sup>1</sup>正会員 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: k.katayama@katayama-st.co.jp

<sup>2</sup>正会員 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: yamano@katayama-st.co.jp

<sup>3</sup>JIPテクノサイエンス株式会社 橋梁技術部(〒532-0011大阪府大阪市淀川区西中島2-12-11) E-mail:osamu\_kanda@cm.jip-ts.co.jp

<sup>4</sup>JIPテクノサイエンス株式会社 橋梁技術部(〒532-0011大阪府大阪市淀川区西中島2-12-11) E-mail:narufumi\_fujiwara@cm.jip-ts.co.jp

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

近年,鋼道路橋では,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 縮フランジ域に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,限界状態設計法を用いることで,さらなるコスト削減が出来ると期待 できる.

そこで,本文では,限界状態設計法に基づき,二重合成連続2主I桁橋の試設計を行い,従来の少数2主I桁橋の試設計(許容応力度設計法)と比較した.その結果10%以上のコスト削減が出来る可能性が見出された.

Key Words : double composite twin I-girder bridges, lower concrete slab, limit state design method

### 1. まえがき

近年,道路橋では構造の合理化,製作の省力化による コストダウンを目指した合理化橋梁が多く提案されてい る.その一例として,連続桁橋の中間支点領域の圧縮フ ランジ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<sup>1)</sup> 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.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<sup>2~5)</sup>も報告されている.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は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



2主I桁橋に着目し,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.図-1に二重合成2主I桁橋の概要を示す.本形式は,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など多くのメリットがあるが,これまでの検討は,許容応力度設計法によるものが多く,二重合成構造の利点を十分に発揮できていないのが現状である.そこで,限界状態設計法に基づき,二重合成2主I桁橋の試設計を実施し,更なる合理化を進めることに着目した検討を行った.

本文では,まず,限界状態設計法の概要と二重合成2 主I桁橋に限界状態設計法を適用した場合の利点につい て述べる.つぎに,許容応力度設計法による従来の2主I 桁橋と二重合成2主I桁橋の試設計を実施し,それぞれの 比較を行う.最後に,限界状態設計法による二重合成2 主I桁橋の試設計を行い,許容応力度設計法との比較を 行うことで,経済性や優位性を示すものとする.

### 2. 二重合成2主 I 桁橋の特徴

二重合成2主I桁橋は,通常の連続合成桁橋の中間支点 領域に下コンクリート床版を配置することで,桁の剛性 を合理的に増加させた橋梁形式である.以下に,本橋梁 形式の利点を示す.

- 1) 桁高を低く抑えることができる.
- 2) 中間支点領域の鋼重を低減することが可能となる.
- 3) 径間中央部の正曲げモーメントが低減される.
- 耐風安定性の向上により,支間の長大化が可能と なる<sup>5</sup>.

### 3. 限界状態設計法の概要

### (1)構造物の性能照査

構造物は,自然条件,社会条件,施工性,経済性およ び環境適合性などを考慮して設計を行うことが重要で, 個別の設計目的に対して所要の性能を実現することが必 要である.構造物の要求性能は,安全性,使用性,復旧 性の3つに区分することができ,これらの要求性能に対 して目標性能を設定する必要がある.また,構造物の性 能照査は数値解析,実物実験,模型実験などの適切な手 法によって行うが,照査項目に対して限界状態を考慮す ることが基本である.すなわち,限界状態ごとに照査す る指標を定めて,これに対応する限界値を設定する.照 査する限界状態は,終局限界状態,使用限界状態,疲労 限界状態に区分される.その際,部分安全係数法による ことを標準とする.これらについては,複合構造標準示 方書<sup>9</sup>に詳しく記述されているので参考されたい.この ように,限界状態設計法は構造物の性能を最大限に活用 できる合理的な設計法であり,二重合成2主I桁橋を限 界状態設計法で照査することは非常にメリットが高い. 以降に,二重合成2主I桁橋に対する終局限界状態設計 法について記述する.

(2) 合成桁の断面分類

合成桁を終局限界状態で照査する場合,まず,対象と なる断面の分類<sup>6</sup>を行う.断面の破壊状態に応じて,コ ンパクト断面,ノンコンパクト断面およびスレンダー断 面の3つに分類し強度の算出を行う方法が一般的である. ここで,コンパクト断面とは全塑性モーメントまで座屈 しない断面, ノンコンパクト断面とは弾性座屈は生じな いが,弾塑性座屈によって全塑性モーメントまで達する ことのできない断面,スレンダー断面とは弾塑性座屈に よって降伏モーメントに達することのできない断面であ る.通常の合成桁においては,正曲げ部はコンパクト断 面,負曲げ部はノンコンパクト断面あるいはスレンダー 断面に分類されることが多い.したがって,鋼およびコ ンクリートの特性を十分に発揮できるコンパクト断面は 正曲げ部のみに限られるケースが多く,必ずしも経済的 な断面であるとは言えない.そこで,二重合成2主I桁橋 を採用し,圧縮側鋼部材にコンクリートを配置させるこ とで,正曲げ部および負曲げ部ともにコンパクト断面で 構成されることが可能となるため,非常に経済的な橋梁 を設計できることとなる.

### (3) 二重合成2主 桁橋の照査概要

#### a) 正曲げ部

二重合成2主I桁橋の正曲げ部は通常の合成桁と同様に, 鋼圧縮フランジが適切なずれ止めでコンクリート床版と 結合していると考えられることからコンパクト断面に分 類することができる.ただし,塑性中立軸がコンクリー ト床版内にあることが条件であり,この条件から外れる 場合は,断面の分類を行い,その断面分類に沿った断面 耐力の算定と断面照査を行う必要がある.図-2に正曲げ 部の床版内に塑性中立軸位置がある場合の応力分布を示 す.また,この場合の塑性中立軸位置Z<sub>M</sub>の算出式を式 (1)に示す.

$$Z_{pl} = \frac{f_{yd}A_s}{0.85f'_{cd}b_e}$$
(1)

ここで,

A<sub>s</sub>:鋼部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

f<sub>vd</sub>:鋼材の設計降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

 $f_{ad}$ :コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

 $b_e$ :コンクリート床版の有効幅 (mm)



図-2 塑性中立軸が床版内にある場合の応力分布

### b) 負曲げ部

通常の合成桁断面の場合は,塑性中立軸位置がほとん どの場合,ウェブ内に存在しているためコンパクト断面 にはなり得ないケースが多い.しかし,二重合成2主I桁 橋では圧縮側となる下フランジ部に,下コンクリート床 版を配置することで下フランジおよびウェブの座屈を防 止することができ,下コンクリート床版内に塑性中立軸 がある場合にはコンパクト断面として考えることができ る.図-3に,下コンクリート床版上縁に塑性中立軸があ ると仮定した場合の応力分布を示す.鋼桁,上コンクリ ート床版鉄筋および下コンクリート床版を考慮し,塑性 中立軸を下コンクリート床版の縁端付近に位置すること で,コンパクト断面に分類されることとなる.この場合 の塑性中立軸位置<sub>4</sub>の算出式を式(2)に示す.

$$Z_{pl} = \frac{(A_w - A_{fl} + A_{fu})f_{yd} + A_r f_{ryd}}{2t_w f_v + 0.85f'_{cd} b_c}$$
(2)

ここで,

- A<sub>w</sub>:ウェブ断面積 (mm<sup>2</sup>)
- *A<sub>fu</sub>*:上フランジ断面積 (mm<sup>2</sup>)
- *A<sub>tt</sub>*:下フランジ断面積 (mm<sup>2</sup>)
- fud: :鋼材の設計降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- A<sub>r</sub>:鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- *f<sub>yd</sub>*:上コンクリート床版内の橋軸方向鉄筋の設計降伏強 度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_{ad}$ :コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- bc: :下コンクリート床版の有効幅 (mm)

#### c)断面照查

断面分類を行った後,部分安全係数法による断面照査 を行う.部材破壊の限界状態に対する安全性の照査方法 は図-4 に示すとおりである.ここで, $\gamma_i$ は構造物係数,  $\gamma_a$ は構造解析係数, $\gamma_f$ は荷重係数, $\gamma_m$ は材料係数, $\gamma_b$ は 部材係数,Sは応答値,Rは限界値である.









### 4. 許容応力度設計法に基づく試設計

### (1)対象モデル

試設計は3径間連続合成2主I桁橋を対象に,支間長を 60m+75m+60m,総幅員は11.0m,床版形式はPC床版でそ の厚さは320mmとした.試設計のケースは通常の少数2 主I桁橋モデルをCase-1,負曲げ領域に下コンクリート床 版を配置した二重合成2主I桁橋モデルをCase-2とした. Case-2の側面および断面を図-5および図-6に,それぞれ 示す.下コンクリート床版の打込み区間は,0.2L(L:支 間長)と考え,下床版コンクリート厚は中間支点部で 950mm,支間側の端部を160mmとし,その間は,テーパ ーを付け下コンクリート床版厚さが変化する構造とした. ここで,正のモーメントが最大となる箇所(以下,正曲 げ部)と負のモーメントが最大となる箇所(以下,負曲げ 部)の検討を行う.

### (2) 試設計方針

二重合成2主I桁橋の断面性能は,正曲げ部においては, 上コンクリート床版および鋼桁の合成断面とする.一方,



(a)正曲げ部

図-6 Case-2の断面(単位:mm)

負曲げ部, 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コンクリート断面を無視し,下コン クリート床版,鋼桁および上コンクリート床版内の橋軸 方向鉄筋とする.設計計算は,Case-1はJIPテクノサイエ ンス開発のJSPを, Case-2についてはJIPテクノサイエン スと片山ストラテック共同開発のDCB-Iを使用した.

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荷重に対して は,鋼桁のみで抵抗する.
- 2) 上コンクリート床版荷重に対しては,正曲げ部は 鋼桁で,負曲げ部は鋼桁と下コンクリート床版の 合成断面で抵抗する.
- 3) 後死荷重および活荷重に対しては,正曲げ部では 鋼桁と上コンクリート床版の合成断面,負曲げ部 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.

(3) 断面力および設計結果

試設計では図-7に示すように、5つの断面に着目して 断面決定を行った.正曲げモーメントおよび負曲げモー メントの値を表-1に示す.

表-1より,径間中央の正曲げモーメントは負曲げモー メント領域に下コンクリート床版を配置することで,径 間中央の正曲げモーメントが2~4%程度,中間支点の負 曲げモーメントは7%程度増加することとなり,既往の 研究<sup>3)</sup>とは異なる結果となった.これは,下コンクリー ト床版の配置による死荷重の増加と断面長を便宜上長く 設定したため,各曲げモーメントの配分に剛度差による 影響が出なかったためと考えられる.

Γ	1	2	3	4	5
	44000	△ 33250	40500	△ 33250	44000

### 図-7 試設計における断面

表-1 曲げモーメント比較(単位: kN·m)

(+:正曲げ, -:負曲げ)

ケース	Case-1	Case-2	比率
正曲げ部(第1,3径間)	28268	28858	1.02
正曲げ部(第2径間)	22883	23701	1.04
負曲げ部(中間支点)	-58045	-62276	1.07

表-1の断面力を用いて正曲げ部および負曲げ部の断面 の設計を行った.表-2および表-3にそれぞれの断面構成 を示す.

設計の結果,正曲げ部はそれほど差が出なかったが,

負曲げ部は,下フランジ厚が,74mmから35mmと大きく 低減できた.これは,下コンクリート床版を配置するこ とにより,剛性が増大したことによるものと考えられる.

	正曲げ部	正曲げ部	負曲げ部
	(第1・3径間)	(第2径間)	(中間支点)
上フランジ	600×24	600×21	600×71
(mm)	(SM490Y)	(SM490Y)	(SM570)
ウェブ	2876×14	2879×14	3729×14
(mm)	(SM490Y)	(SM490Y)	(SM570)
下フランジ	800×50	800×37	800×35
(mm)	(SM490Y)	(SM490Y)	(SM570)

表-2 少数2主 桁橋 (Case-1)

表-3 二重合成2主 桁橋 (Case-2)

	正曲げ部	正曲げ部	負曲げ部
	(第1・3径間)	(第2径間)	(中間支点)
上フランジ	600×24	600×21	600×61
(mm)	SM490Y)	(SM490Y)	(SM570)
ウェブ	2876×14	2879×14	3829×21
(mm)	(SM490Y)	(SM490Y)	(SM570)
下フランジ	800×52	800×42	800×74
(mm)	(SM490Y)	(SM490Y)	(SM570)

### (4)活荷重たわみ

活荷重たわみは,支間長が一番長い第2径間について 比較を行った.たわみの許容値は道路橋示方書<sup>つ</sup>に準拠 するものとする.活荷重たわみの比較を表4に示す.二 重合成構造を適用することで,64%程度の活荷重たわ みが増加した.これは下コンクリート床版範囲以外の部 材剛度が通常の2主I桁橋よりも小さくなり,全体の中で 部材剛度の差異が逆転する箇所があるためと考えられる. しかし,活荷重たわみ量は許容値に対し40%程度なので, 使用性に問題はないと考えられる.

#### 11300 11300 <u>600</u> 10100 600 600 10100 600 350 350 350 350 (CL) (CL) 777ml舗装厚 t=80mm 777ァル舗装厚 t=80mm PC床版厚 t=320mm PC床版厚 t=320mm 2500 4. 下床版コンクリート厚 t=400mm $\langle G2 \rangle$ (G1) (G12) 2650 6000 2650 2650 6000 2650 (a)正曲げ部 (b)負曲げ部

## 表-4 活荷重たわみ比較

	Case-1	Case-2	許容値	比率
活荷重たわみ(mm)	56.8	60.4	150	1.06

### (5) 鋼重比較

通常の少数2主I桁橋と二重合成2主I桁橋の鋼重比較を 行う.各ケースの正曲げ部および負曲げ部の鋼重を表-5 に示す.二重合成構造を適用した場合,負曲げ部断面に おいて,通常の少数I桁橋と比較して鋼材断面積が18% 程度低減できる.全体を通した鋼重を比較した場合でも, 表-5より,通常の少数I桁橋と比較して5.6%程度低減で きることがわかった.各断面は,最大モーメントで断面 を決定しているため,簡易的な断面構成ではあるが,二 重合成構造を適用した方が経済的であると考えられる.

表-5 鋼重比較					
Case-1 Case-2 比率					
鋼重(t)	387.1	365.4	0.94		

### 5. 限界状態設計法に基づく試設計

#### (1) 試設計の概要

許容応力度設計法を用いた場合では,二重合成構造を 採用することで,通常の少数I桁橋よりも経済的である ことが確認された.特に,負曲げ部においては二重合成 構造が,有効であることが確認された.しかし,正曲げ 部においては,断面構成に大きな差異は見られなかった. そこで,二重合成構造のメリットが大きく発揮できると 考えられる限界状態設計法に基づいて試設計を行う.こ こでは,終局限界状態での照査を行うことで,さらなる 経済性向上について検討を行う.

図-8 断面

### (2) 試設計モデル

試設計モデルは,前述した4.1と同様とするが,主桁 ウェブに水平継手を設けないことを前提として,桁高を 2.5m一定とした.下コンクリート床版の打込み区間は, 前述同様とするが,厚さは塑性中立軸が下コンクリート 床版内に入るように400mmとした.試設計モデルの断面 を図-8に示す.

### (3) 正曲げ部の断面構成および断面分類

正曲げ部における断面構成を表-6に示す.部材厚の決 定要領は以下の通りとした.

- フランジは道路橋示方書<sup>7</sup>に準拠するものとし、 自由突出幅を考慮した最低板厚以上とする.
- ウェブは水平補剛材を設置しないものとし,道 路橋示方書に準拠した最低板厚以上とする.

 部材
 断面(mm)

 コンクリート床版
 5622×320

 上フランジ
 600 × 21 (SM490Y)

 ウェブ
 2476 × 14 (SM490Y)

 下フランジ
 800 × 44 (SM490Y)

表-6 正曲げ部の断面構成

正曲げ部の断面分類を行うため,塑性中立軸位置Z<sub>pl</sub>を 算出する.塑性中立軸位置は式(1)より求められ,所数 値を代入すると,

 $Z_{pl} = \frac{355 \times 82464}{0.85 \times 30.8 \times 5622} = 199.1 < h_c = 320.0 \text{ mm}$ 

となる.以上の結果より,塑性中立軸位置が上コンクリート床版内にあることから,コンパクト断面に分類される.

(4) 負曲げ部の断面構成および分類

負曲げ部の断面構成を表-7に示す.部材厚の決定順序 は以下の通りとした.

- 上フランジは道路橋示方書に準拠するものとし、 自由突出幅を考慮した最低板厚以上とする.
- 下フランジは圧縮側となるため,複合構造標準 示方書に準拠し,式(3)に示す圧縮フランジ比を 満足することを確認する.
- ウェブは水平補剛材を設置しないものとし,道 路橋示方書に準拠した最低板厚以上とする.

表-7 負曲げ部の断面構成

部材	断面(mm)
上コンクリート床版内鉄筋	D25ctc100(SD345)
上フランジ	600×40 (SM570)
ウェブ	2460 × 19 (SM570)
下フランジ	800 × 51 (SM570)
下コンクリート床版	$2442 \times 400$

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.37 \sqrt{\frac{E_s}{f_{yd}}} \tag{3}$$

ここで,

fvd : 鋼材の設計降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

- $b_f$ :フランジ幅(mm)
- *t*<sub>f</sub> : フランジ厚(mm)
- *E<sub>s</sub>*:鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

負曲げ部の断面分類を行うため,塑性中立軸位置Z<sub>p</sub>を 算出する.塑性中立軸位置は,式(2)より求められ,所 数値を代入すると,

$$Z_{pl} = \frac{(46740 - 40800 + 24000 \times 4286 + 47410 \times 345)}{2 \times 19 \times 4286 + 0.85 \times 30.8 \times 2442} = 363.9$$

となる.したがって,塑性中立軸位置が下コンクリート 床版内にあることから,コンパクト断面に分類される.

- 5) 終局限界状態の照査
- a) 着目断面の応答値

正曲げ部および負曲げ部の照査位置における応答値を 表-8に示す.部分安全係数の値は,表-9に示すようにコ ンクリート標準示方書<sup>8</sup>を参考とした.

### 表-8 着目断面の応答値

(単位:kN·m)

荷 重 照査断面	合成前 死荷重	合成後 死荷重	活荷重	合計
正曲げ部	7528	1288	9121	17937
負曲げ部	-27829	-4115	-15211	-47155

表-9 コンクリート標準示方書における部分安全係数

材料係数			##、牛 4刀+C	+=:生物	荷重係数		
コンク リート	鋼材	部材係数	係数	係数	固定 死荷重	付加 死荷重	活荷重
1.3	1.1	コンク リート 1.3 鋼材 1.1	1.0	1.0 ~ 1.2	1.1	1.2	1.2

### b) 正曲げ部の断面照査

正曲げ部は圧縮側のコンクリート断面の有効幅全域にわたって,0.85 f<sub>a</sub>の応力が一様に分布すると仮定すれば, 全塑性モーメントは式(4)より算出することができる.

$$M_{pl} = f_{yd} A_s \left( d - \frac{Z_{pl}}{2} \right) \tag{4}$$

以上より,式(4)に諸数値を代入すると,

 $M_{pl} = 50190 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 

ここで,塑性中立軸位置*Z<sub>μ</sub>*と合成桁全高hの比を式(5) より算出し,15%を超える場合は,図-9に従って低減係 数 β<sub>μ</sub>を求め,終局曲げモーメント抵抗値を低減する必 要がある.



図-9 低減係数  $\beta_{pl}$ 

図-9より,低減係数 $\beta_{p}=1.0$ となり設計曲げ耐力は,式(6)より算出される.

$$R_d = {}_{pl}(M_{pl}/{}_b) \tag{6}$$

これに諸数値を代入すると,以下のようになる.

$$R_d = 1.0 \times (50190/1.1) = 45627 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

一方,設計曲げモーメントは式(7)より求めることが できる.

$$S_d = \sum \left\{ \begin{array}{cc} {}_{fDi}D_i + {}_{fL}(L+I) + {}_{fe}S_e \end{array} \right\}$$
(7)

式(7)に諸数値を代入すると,以下のようになる.

 $S_d = 1.1 \times 7528 + 1.2 \times 1288 + 1.2 \times 9121 = 20772 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 

ここで,照査式に諸数値を代入すると,

$$\gamma_i \left(\frac{S_d}{R_d}\right) = 1.0 \times \left(\frac{20772}{45627}\right) = 0.46 < 1.0 \tag{8}$$

以上より,正曲げ部断面の安全性が確認できた.

c) 負曲げ部の断面照査

負曲げ部の全塑性モーメントは,以下のとおり算出される.

$$M_{pl} = 90309 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

よって,設計曲げ耐力R<sub>d</sub>は,算出した負曲げ耐力を部 分係数%で除した値となる.

$$R_d = \frac{M_{pl}}{\gamma_b} = \frac{90309}{1.1} = 82099 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

一方,設計断面力Saは,式(9)より求めることができる.

$$S_d = \sum \left\{ \gamma_f D_i + \gamma_{fL} (L+I) + \gamma_{fe} S_e \right\}$$
(9)

以上より,設計断面力は以下の値となる.

$$S_d = 71619 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ここで安全性の照査式に諸数値を代入すると,

$$\gamma_i \left(\frac{S_d}{R_d}\right) = 1.1 \times \left(\frac{71619}{82099}\right) = 0.96 < 1.0$$
 (10)

以上より,負曲げ部においても断面の安全性が確認で きた.

### 6. 許容応力度法による断面との比較

許容応力度設計法および限界状態設計法により二重合成2主I桁橋を試設計した各ケースについて,比較検討を行う.試設計によって,算出された鋼重を表-10に示す.

同表より,限界状態設計法で設計したケースでは,正 曲げ部および負曲げ部ともに主桁高さが低減することが できたため,正曲げ部で9%程度,負曲げ部で23%程度 の鋼重減が可能になることがわかった.さらに,負曲げ 部について,限界状態設計法で設計を行うと主桁高さが 1300mm程度低くすることができた.桁高は,全長にわ たり低く設定できる傾向にあるので,限界状態設計法を 用いることで経済的な設計が可能であると思われる.

	正曲げ部(t)	負曲げ部(t)	比率			
許容応力度設計法	60.20	37.89	0.91			
限界状態設計法	54.70	29.11	0.77			

### 表-10 鋼重比較

### 7. まとめ

本研究では,二重合成2主I桁橋に限界状態設計法を適 用することで合理的な設計が可能であることを確認した. 本研究で得られた主な結果を以下にまとめる.

- 二重合成2主I桁橋に限界状態設計法を用いることで,正曲げ部,負曲げ部ともに引張域では鋼材, 圧縮域ではコンクリートの特性を活用することができ,合理的な断面を構成できることが確認できた.特に,負曲げ部では,下コンクリート床版内に塑性中立軸を設定することで,すべての断面をコンパクト断面として分類することができる.
- (2) 試設計では、二重合成2主I桁橋を適用することで、 負曲げ部の剛性が増大し、下フランジ厚を大きく 低減することができた.また、活荷重たわみは、 二重合成構造を適用した場合でも許容値に対して 40%程度であった。
- (3) 二重合成2主I桁橋を許容応力度設計法を用いて設計すると,鋼重が,5~6%程度低減される.さらに,限界状態設計法を適用することで,許容応力度法と比べ,鋼重が正曲げ部では9%程度,負曲

げ部では23%程度低減することができ,より経済 的な断面を構成することが可能になった.

### 参考文献

- 1) 大久保宣人,梁 鐘護,大山 理,夏秋義広,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年11月.
- 2) 栗田章光,大山 理,マーカス ルートナー: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年8月.
- 3) 大山 理,大久保宣人,夏秋義広,栗田章光:ラーメン形式の鋼・コンクリート二重合成 | 桁橋の提案,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.29~32,2003年11月.
- 4) 中野貴史,大久保宣人,大山理,夏秋義広,栗田章 光:鋼・コンクリート二重合成 I 桁橋の力学特性に関 する実験的研究,構造工学論文集 Vol.52A, pp.1065~1072,2006年3月.
- 5) 中野貴史, 奥村 学, 大久保宣人, 大山 理, 栗田章 光: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, 第6回 複合構造の活用に 関するシンポジウム講演論集, pp.16-1~6, 2005年11 月.
- 6) 土木学会: 2009 年制定 複合構造標準示方書, 2009 年 12月.
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 :共通編,:鋼橋編,2002年3月.
- 8) 土木学会:2007 年制定 コンクリート標準示方書 【設計編】,2007年3月.

### TRIAL DESIGN OF DOUBLE COMPOSITE TWIN –I GIRDER BRIDGES BY LIMIT STATE DESIGN METHOD

# Kazuya KATAYAMA, Osamu YAMANO, Osamu KANDA, Narufumi FUJIWARA, and Osamu OHYAMA

Recently in Japan, the steel concrete composite girder bridges aimed at the reduction of the constructional cost and period are adopted widely and its number is 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. We are carried out the trial design by limit state design method. This paper deals with the outline of the design method and desing examples of this type of the bridges.