

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

Experimental Study on Mechanical Characteristics of Steel-Concrete Double Composite Twin I-Girder Bridges

中野貴史*, 大久保宣人**, 大山 理***, 夏秋義広****, 栗田章光*****

Takashi Nakano, Nobuhito Okubo, Osamu Ohyama, Yoshihiro Natsuaki and Akimitsu Kurita

* 工修, 片山ストラテック(株) 技術本部橋梁設計部 設計1課 (〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

** 工博, 片山ストラテック(株) 技術本部橋梁設計部 設計1課 課長 (〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

*** 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)

**** 工博, 片山ストラテック(株) 技術本部 本部長 (〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

***** 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)

Recently in Japan, the steel-concrete composite bridges aiming at reducing construction cost and period are adopted widely and its numbers are increasing remarkably. Then, the authors suggested 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 sufficient research has not been explained this type of the bridges. To investigate the mechanical characteristics and effect of the lower concrete slab of double composite I-girder bridges, the static bending test were carried out and their results are reported herein.

Key Words: steel-concrete double composite I-girder bridge, lower concrete slab, composite effect, static bending test

キーワード: 二重合成 I 桁橋, 下コンクリート床版, 合成効果, 静的載荷実験

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, 連続桁橋の中間支付近の下フランジ圧縮領域に, 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¹⁾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²⁾. 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³⁾. また, 中間支点領域に箱桁構造を使用し, 支間中央は I 桁を使用したパーシャルボックス桁橋⁴⁾の施工実績も報告されている. しかし, 箱桁構造は, 製作コストが比較的高価となり, 大き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 2 主 I 桁橋に着目し, 中間支付近の下フランジ圧縮領域に下コンクリート床版を配置することで, 図-1 に示すように, 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. しかし, わが国において, 2 主 I 桁橋に二重合成構造を適用した実績はなく, その力学特

性については不明な点が数多く挙げられる.

そこで, 本研究では, 二重合成 I 桁橋の中間支点部に着目したモデル供試体を製作し, 静的載荷実験を行い, 本構造の力学特性ならびに鋼桁と下コンクリート床版の合成効果について確認を行った. 本文では, まず, 二重合成 I 桁橋の概要について述べ, つぎに実験結果を報告し, 最後に, 種々の考察について述べる.

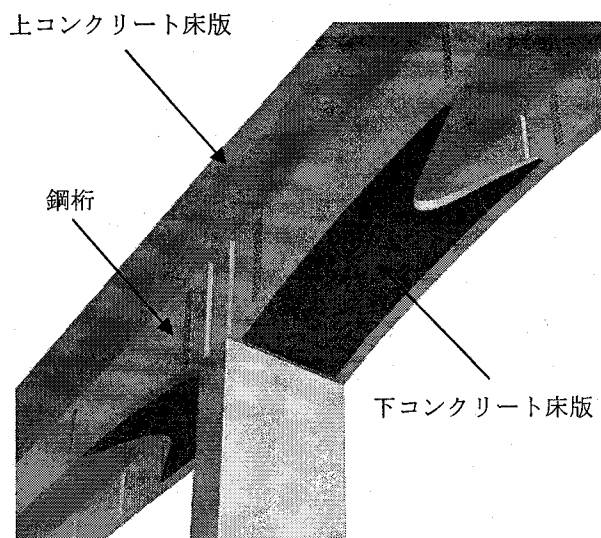


図-1 二重合成 I 桁橋の概要

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、中間支点領域の桁剛性を合理的に増加させる橋梁形式である。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設するものとする。以下に本形式の利点を示す。

- (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) 支間の長大化が可能となる。

また、本形式における有効断面の考え方を図-2に示す。正曲げモーメント域は、図-2(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、図-2(b)に示すように、上コンクリート床版の断面を考慮せず、鋼桁、下コンクリート床版および上コンクリート床版内に配置されている橋軸方向鉄筋を有効断面とする。

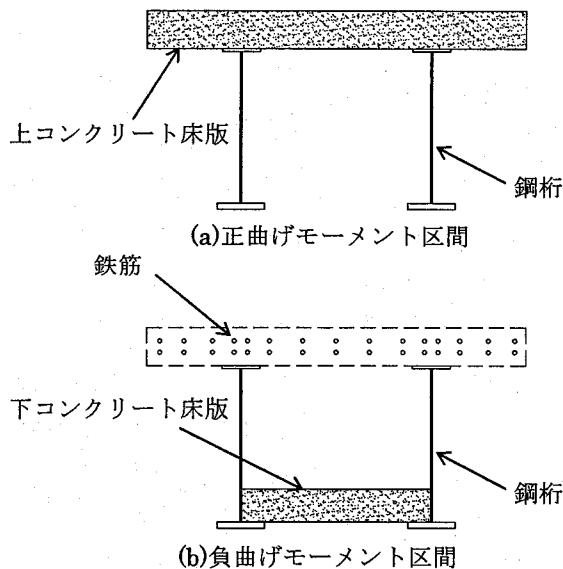


図-2 二重合成 I 桁橋の有効断面

3. 載荷実験の概要

本研究では、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した橋梁形式の力学特性および合成効果を明確にするために、鋼桁と下コンクリート床版を合成させるスタッドの配置および底鋼板の接合方法をパラメータとした供試体を 5 体製作し、桁の曲げ静的載荷試験を行った。

実験供試体の断面は、平均支間 100m 程度を対象に行った試設計結果⁵⁾の断面構成比を参考に断面を決定した。支間長については、載荷ジャッキの制約から 6m に設定した。

3.1 実験供試体の形状

供試体は、表-1 に示すように、5 体製作した。TYPE-A ～C は、鋼桁と下コンクリート床版を合成させるスタッドの配置をパラメータとした供試体で、TYPE-A はウェブのみに水平スタッドを溶植、TYPE-B は下フランジのみに鉛直スタッドを溶植、TYPE-C はウェブと下フランジの交互に水平スタッドおよび鉛直スタッドを溶植した供試体である。TYPE-A ～C の底鋼板は、いずれも下フラ

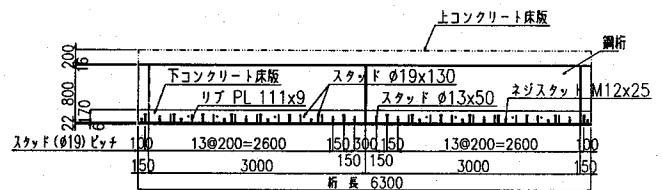


図-3 TYPE-C の側面図(単位:mm)

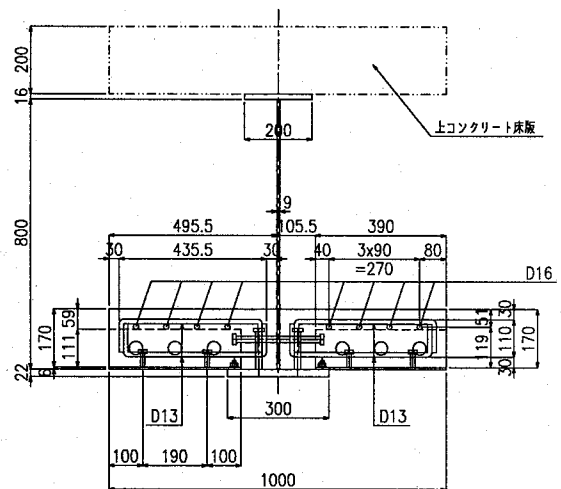


図-4 TYPE-C の断面図(単位:mm)

表-1 供試体の種類

供試体タイプ	TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C	TYPE-D	TYPE-E
概要図					
スタッド配置	ウェブのみ	下フランジのみ	併用配置	併用配置	併用配置
底鋼板の接合方法	スタッドボルト	スタッドボルト	スタッドボルト	溶接接合	×

表-2 各部材の材料特性

コンクリート床版	圧縮強度(N/mm ²)	31.7
	引張強度(N/mm ²)	2.1
	ヤング係数(N/mm ²)	2.63×10 ⁴
上フランジ	降伏強度(N/mm ²)	314
	引張強度(N/mm ²)	440
ウェブ	降伏強度(N/mm ²)	312
	引張強度(N/mm ²)	443
下フランジ	降伏強度(N/mm ²)	311
	引張強度(N/mm ²)	444
底鋼板	降伏強度(N/mm ²)	357
	引張強度(N/mm ²)	431
鉄筋(SD295A)	降伏強度(N/mm ²)	373
	引張強度(N/mm ²)	516

ンジに溶植したスタッドボルトで接合させている。TYPE-D および TYPE-E については、スタッド配置を TYPE-C と同様とし、TYPE-D については底鋼板と下フランジを溶接接合させている。TYPE-E については底鋼板を配置しない供試体とした。代表的な TYPE-C の側面図および断面図を図-3 および図-4 にそれぞれ示す。形状寸法は、全長 6300mm、桁高 800mm、上コンクリート床版厚 200mm、下コンクリート床版厚 170mm(TYPE-E のみ 176mm)とした。各供試体に用いた鋼材およびコンクリートの材料特性を表-2 に示す。

3.2 荷重方法

実験は、容量 5000kN ジャッキを用いて漸増繰り返し荷重を行った。供試体は、上下反転させ、2 点支持された供試体の支間中央に、鉛直荷重を載荷することにより、下コンクリート床版および底鋼板に曲げモーメントによ

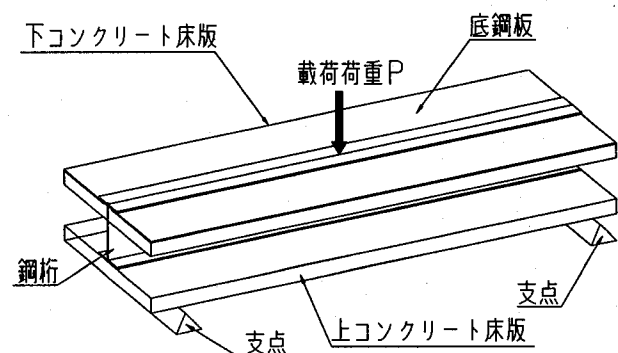


図-5 荷重方法

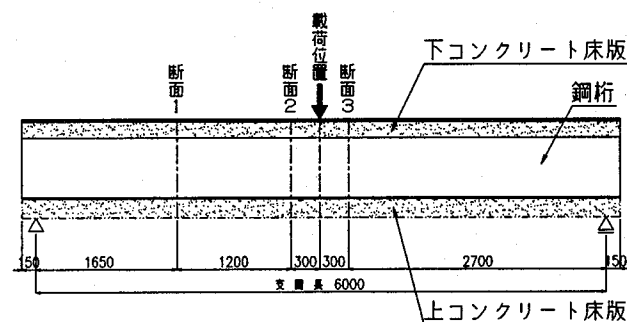


図-6 計測位置(単位: mm)

る圧縮力を発生させた。載荷方法を図-5 に示す。

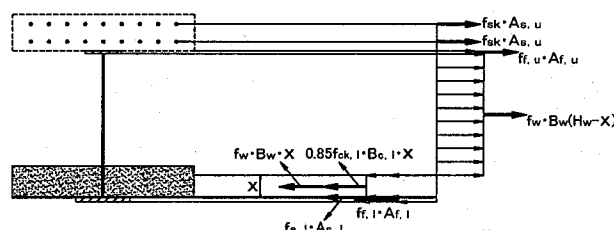
また、供試体の測定位置は、図-6 に示すように、合計 3 断面で、支間中央から 1500mm 離れた支間 1/4 点を断面 1 とし、300mm 離れた位置を断面 2 および 3 とした。

3.3 供試体の設計

下コンクリート床版と鋼桁を接合させるスタッドの設計方法について、下フランジに溶植した鉛直スタッドは道路橋示方書⁶⁾に基づき算出し、ウェブに溶植した水平スタッドについては Kuhlmann らが提案した設計法⁷⁾に基づき算出を行った。その結果、各供試体ともスタッド間隔を 200mm とした。

断面の設計においては、降伏荷重までは、以下に示す仮定のもと弾性理論により算出した。

- (1) 材料の弾性範囲内では、フックの法則に従う。
- (2) 平面保持の仮定が成立する。



ここで、

- f_{sk} : 鉄筋の降伏強度(N/mm²)
- $A_{s,u}$: 一段あたりの鉄筋の総断面積(mm²)
- $f_{f,u}$: 上フランジの降伏強度(N/mm²)
- $A_{f,u}$: 上フランジの断面積(mm²)
- f_w : ウェブの降伏強度(N/mm²)
- B_w : ウェブの板厚(mm)
- H_w : ウェブ高(mm)
- $f_{ck,l}$: コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
- $B_{c,l}$: 下コンクリート床版幅(mm)
- $f_{s,l}$: 底鋼板の降伏強度(N/mm²)
- $A_{s,l}$: 底鋼板の断面積(mm²)
- $f_{f,l}$: 下フランジの降伏強度(N/mm²)
- $A_{f,l}$: 下フランジの断面積(mm²)
- X : ウェブ下縁から塑性中立軸位置までの距離(mm)

図-7 応力分布図

表-3 各状態における抵抗断面

	状態Ⅰ	状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ
上コンクリート床版	○	×	×	×
上コンクリート床版鉄筋	×	○	○	○
鋼桁	○	○	○	○
下コンクリート床版	○	○	○	×
底鋼板	○	○	×	×

○: 考慮 ×: 無視

※ただしTYPE-Eは状態Ⅰおよび状態Ⅱにおいても底鋼板は無視する

表-4 各供試体の降伏および終局荷重

	降伏荷重(kN)				終局荷重(kN)		
	状態Ⅰ	状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ	状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ
TYPE-A~D	5379.2	1480.4	1443.6	1364.1	1979.1	1902.7	1589.1
TYPE-E	4719.0	1438.4	1438.4	1364.1	1895.7	1895.7	1589.1

降伏荷重の算出にあたっては、上コンクリート床版内の鉄筋、上フランジ上縁および下フランジ下縁で算出し、最小値を降伏荷重とした。

終局荷重は、図-7に示すような応力分布を仮定して算出した。ここで、塑性中立軸が、下コンクリート床版内に位置するように、下コンクリート床版厚を決定している。そこで、抵抗断面を全断面有効としたものを状態Ⅰ、上コンクリート床版を考慮していないものを状態Ⅱ、底鋼板を考慮していないものを状態Ⅲ、底鋼板および下コンクリート床版を考慮していないものを状態Ⅳとし、計算値を算出した。各状態の抵抗断面を表-3に、降伏荷重および終局荷重を表-4にそれぞれ示す。なお、降伏荷重は、算出した結果、状態Ⅰは、下フランジが降伏応力に達した時が降伏荷重となり、状態Ⅱ～状態Ⅳは、上コンクリート床版内の鉄筋が降伏応力に達した時が降伏荷重となった。

4. 実験結果

4.1 荷重-変位関係

上コンクリート床版および下フランジに設置した変位計より、終局時までの鉛直変位の測定を行った。断面1および載荷位置における各供試体の荷重-変位曲線図を図-8～図-11に示す。各状態における計算値は、3.3より算出した降伏荷重時までの値を示している。また、計算値には、曲げモーメントによるたわみおよびせん断によるたわみを考慮した。

図-8および図-9より、各供試体における荷重-変位曲線に差異は見られない。このことから、スタッド配置の違い、底鋼板の接合方法および底鋼板の有無による性状の差異はないと考えられる。断面1においては、上コンクリート床版のひび割れ発生時である200kN付近まで、状態Ⅰの計算値と良好に一致していることがわかる。その後、降伏荷重時まで、状態Ⅱに比較的近い挙動を示す。このことから、各供試体とも、下コンクリート床版および底鋼板は、鋼桁と合成しており、断面の剛性に寄与していると考えられる。状態Ⅱの計算値よりも鉛直たわみが小さいのは、状態Ⅱの計算値では、考慮していない上コンクリート床版の剛性が寄与したものと考えられる。

図-10および図-11より、載荷位置においても各供試体における荷重-変位曲線に差異は見られない。また、断面1と同様に上コンクリート床版のひび割れ発生時である200kN付近までは、状態Ⅰの計算値と一致するが、その後、降伏荷重時まで、状態Ⅱの計算値と良好に一致する。このことから各供試体の下コンクリート床版と底鋼板は、鋼桁と合成していると考えられる。断面1よりも状態Ⅱの計算値に近い値を示しているのは、断面1と比較して、載荷位置の上コンクリート床版は、ひび割れの進展が大きく、断面の剛性への寄与がほとんどないためであると考えられる。

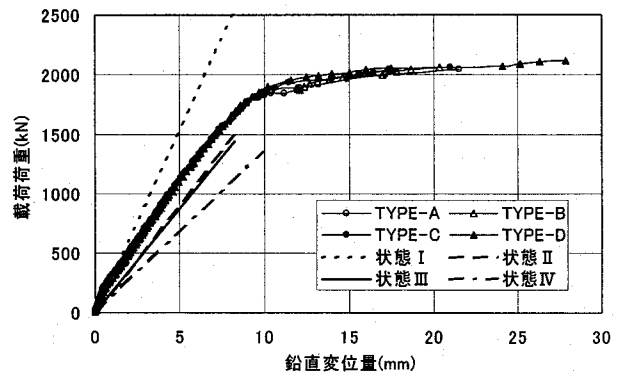


図-8 断面1の荷重-変位曲線(TYPE-A～D)

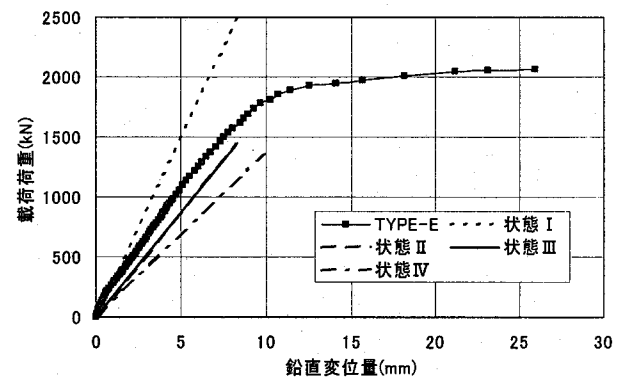


図-9 断面1の荷重-変位曲線(TYPE-E)

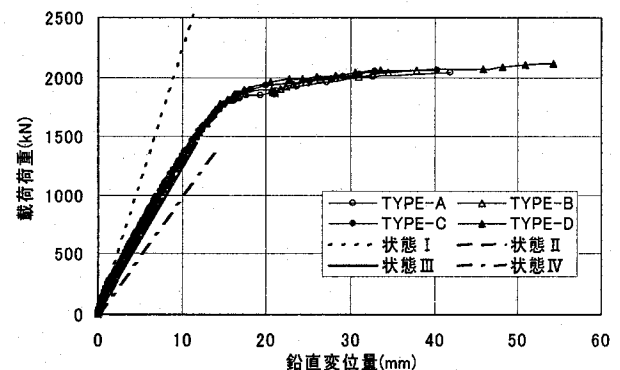


図-10 載荷点の荷重-変位曲線(TYPE-A～D)

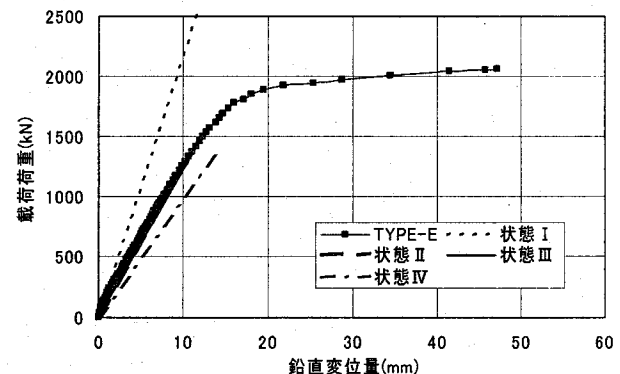


図-11 載荷点の荷重-変位曲線(TYPE-E)

4.2 鉛直たわみ分布

状態Ⅱの降伏荷重時における各供試体のたわみ分布の比較を行う。たわみは、支点部、支間中央部、支間 1/4 点の計 5 点について測定した。TYPE-A～D のたわみ分

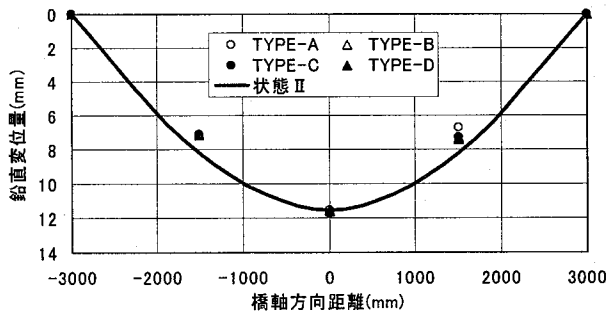


図-12 降伏荷重時のたわみ分布(TYPE-A～D)

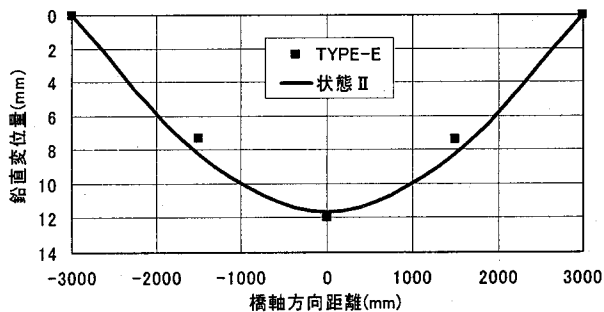


図-13 降伏荷重時のたわみ分布(TYPE-E)

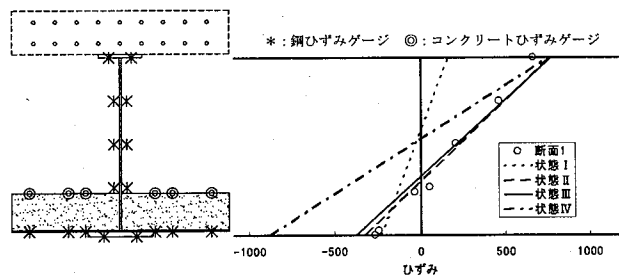


図-14 降伏荷重時のひずみ分布(TYPE-A：断面 1)

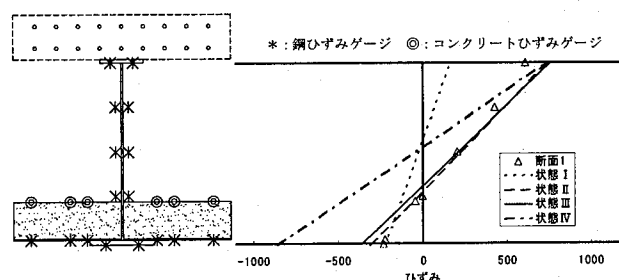


図-15 降伏荷重時のひずみ分布(TYPE-B：断面 1)

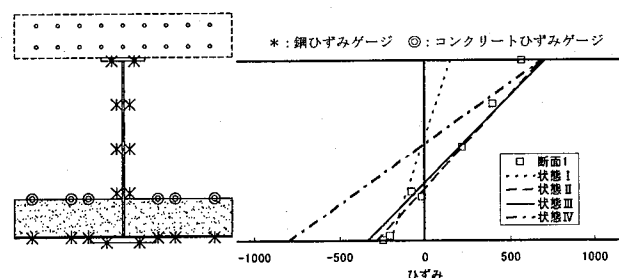


図-16 降伏荷重時のひずみ分布(TYPE-C：断面 1)

布を図-12 に、TYPE-E のたわみ分布を図-13 にそれぞれ示す。

図-12 および図-13 より、各供試体とも支間中央を中心にほぼ左右対称に分布している。支間中央のたわみは、TYPE-A, TYPE-B, TYPE-C, TYPE-D および TYPE-E で、

それぞれ 11.58mm, 11.58mm, 11.76mm, 11.60mm および 11.94mm であった。また、支間 1/4 点についても状態Ⅱの計算値よりも若干たわみ量が小さい値を各供試体は示しているが、これは、支間中央と比較して、上コンクリート床版の剛性への寄与があったものと考えられる。これらの結果より、各供試体とも、ほぼ同等のたわみ量であり、スタッド配置の違い、底鋼板の接合方法および底鋼板の有無による性状の差異はないと考えられる。

4.3 降伏荷重時のひずみ分布

断面 1 および断面 2 における、降伏荷重時のひずみ分布を図-14～図-19 に示す。ここで、測定値における降伏荷重とは、断面 2 および断面 3 の上コンクリート床版内鉄筋、上フランジ下縁および下フランジ下縁に貼付したひずみゲージのいずれかが降伏ひずみに達した時の荷重である。TYPE-D および TYPE-E については、TYPE-C とほぼ同様のひずみ分布であったため、スタッド配置の違

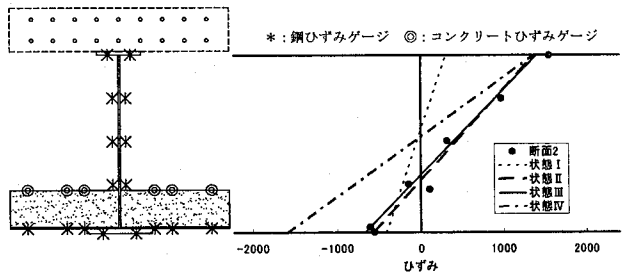


図-17 降伏荷重時のひずみ分布(TYPE-A：断面 2)

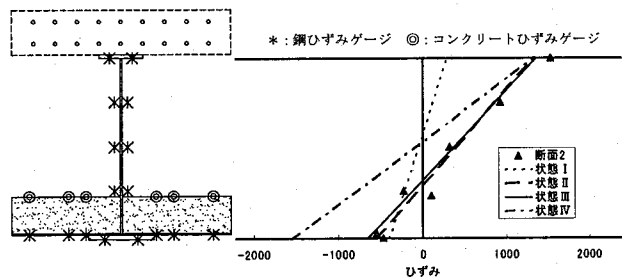


図-18 降伏荷重時のひずみ分布(TYPE-B：断面 2)

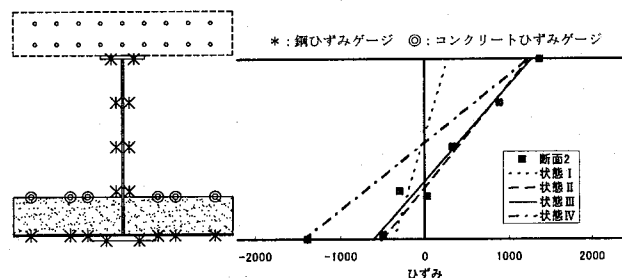


図-19 降伏荷重時のひずみ分布(TYPE-C：断面 2)

いに着目し、TYPE-A～TYPE-C のひずみ分布を示すことにする。

図-14～図-16 より、断面 1 については、各供試体とも状態Ⅱの計算値とよく一致していることがわかる。このことから、各供試体の下コンクリート床版および底鋼板は、合成されていると考えられる。上フランジのひずみが状態Ⅱの計算値よりも小さい値を示しているが、これは、解析では考慮していない上コンクリート床版の剛性が寄与しているためであると考えられる。

一方、断面 2 については、TYPE-A および TYPE-B は、比較的、状態Ⅱの計算値と一致しているが、下コンクリ

ート床版上面のひずみは、計算値よりも小さい値を示している。TYPE-C については状態Ⅱの計算値よりも、下フランジのひずみが大きい値を示し、TYPE-A および TYPE-B 同様、下コンクリート床版のひずみが小さい値を示している。これは、いずれの供試体も、降伏荷重に達したことにより、鋼桁と下コンクリート床版にずれが生じたためであると考えられる。

また、各供試体における降伏荷重時の測定値と計算値の比較を表-5 に示す。

表-5 より、状態Ⅱの計算値に対する各供試体の測定値は、TYPE-A、TYPE-B、TYPE-C、TYPE-D および TYPE-E

表-5 各供試体の降伏荷重

	(i)計算値(kN)			(ii)測定値(kN)	降伏箇所	比率 $\{(1-i/ii)*100\}$ (%)		
	状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ			状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ
TYPE-A	1480.4	1443.6	1364.1	1572.8	上フランジ	5.9	8.2	13.3
TYPE-B	1480.4	1443.6	1364.1	1534.8	上床版鉄筋	3.5	5.9	11.1
TYPE-C	1480.4	1443.6	1364.1	1426.9	下フランジ	-3.7	-1.2	4.4
TYPE-D	1480.4	1443.6	1364.1	1576.5	上床版鉄筋	6.1	8.4	13.5
TYPE-E	1438.4	1438.4	1364.1	1294.5	下フランジ	-11.1	-11.1	-5.4

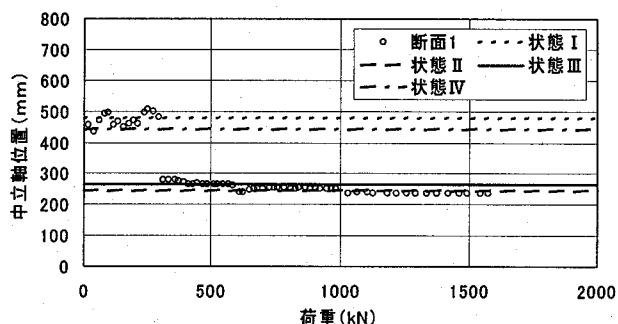


図-20 荷重-中立軸位置関係(TYPE-A：断面 1)

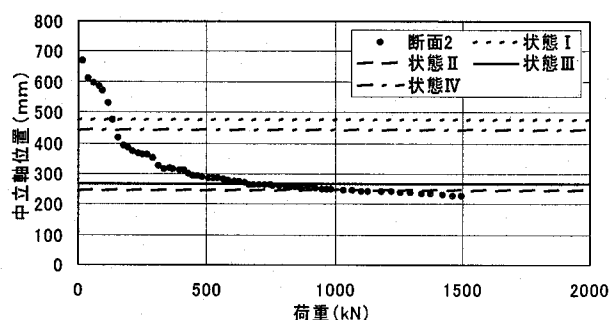


図-23 荷重-中立軸位置関係(TYPE-A：断面 2)

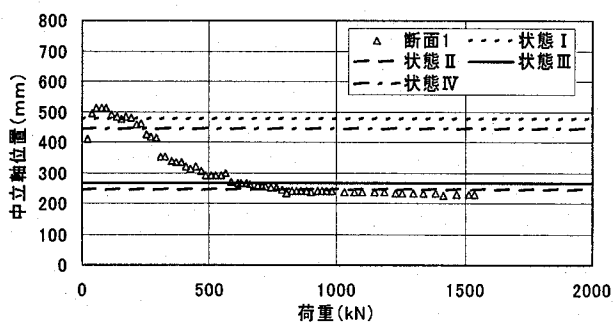


図-21 荷重-中立軸位置関係(TYPE-B：断面 1)

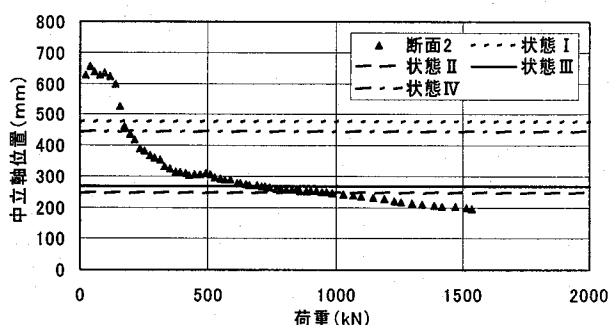


図-24 荷重-中立軸位置関係(TYPE-B：断面 2)

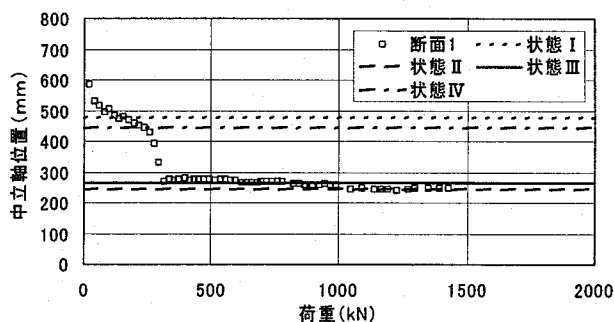


図-22 荷重-中立軸位置関係(TYPE-C：断面 1)

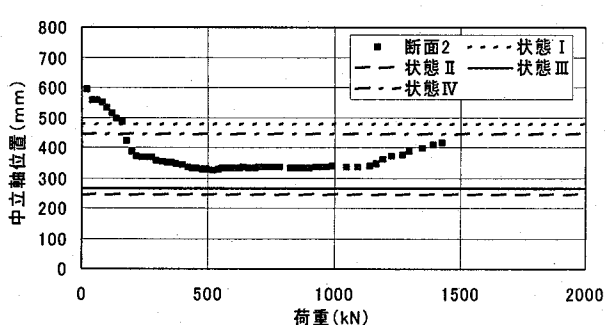


図-25 荷重-中立軸位置関係(TYPE-C：断面 2)

で、それぞれ 5.9%, 3.5%, -3.7%, 6.1% および -11.1% であった。TYPE-A, TYPE-B および TYPE-D は、状態Ⅱの計算値との差異が小さく、ほぼ同等であると考えられる。ただし、状態Ⅱの計算値よりも若干高い値を示したのは、上コンクリート床版の剛性が寄与した結果と考えられる。一方、TYPE-C および TYPE-E の降伏荷重は、状態Ⅱの計算値よりも小さい値を示している。これは、他のタイプの供試体と比較して、降伏荷重時に達した時のコンクリート床版と鋼桁のずれ量が大きく、下コンクリート床版の合成効果が低下した結果と考えられる。TYPE-C および TYPE-E は、下フランジが最初に降伏に達していることから、下コンクリート床版の合成効果の低下によって、中立軸位置が上昇し、下フランジのひずみが大きくなったと考えられる。特に TYPE-E の降伏荷重が最も小さい値を示しているのは、底鋼板がないため、他の供試体と比較して、下コンクリート床版のずれ量が最も大きくなったものと考えられる。

4.4 荷重-中立軸位置関係

降伏荷重時までの断面 1 および断面 2 の荷重-中立軸位置関係を図-20～図-25 に示す。TYPE-D および TYPE-E については、TYPE-C とほぼ同様の荷重-中立軸位置関係を示したため、ここでは、スタッド配置の違いに着目し、TYPE-A～TYPE-C の荷重-中立軸位置関係を示すことにする。図中の中立軸位置は、ウェブ下縁からの距離を示している。図-20～図-22 より、断面 1 については、各供試体とも中立軸位置は、300kN 付近まで、状態Ⅰの計算値から緩やかに低下し、その後、急激に低下し、状態Ⅱの計算値とほぼ一致する値を示している。これは、300kN 付近までは載荷荷重により、支間中央側から上コンクリート床版にひび割れが発生し、徐々に上コンクリート床版の剛性が低下していくためである。そして、300kN 付近で、中立軸位置が急激に低下するのは、断面 1 の上コンクリート床版にひび割れが発生し、断面 1 上においても合成効果が低下するためである。上コンクリート床版の剛性が低下した後は、状態Ⅱの計算値と良好に一致することから、下コンクリート床版および底鋼板は合成されていると考えられる。

図-23～図-25 より、断面 2 については、TYPE-A および B は、200kN 付近まで緩やかに低下した後、状態Ⅱの計算値とほぼ一致している。これは、上述の断面 1 と同

様と考えられる。しかし、TYPE-C は、200kN 付近で状態Ⅱの計算値まで中立軸位置は低下しない。これは、荷重初期段階で下コンクリート床版と鋼桁にわずかなずれが生じたためであると考えられる。その後、一度低下した中立軸が 1200kN を超えると、徐々に上昇していき、状態Ⅳの計算値に近づいていく傾向にある。これは、1200kN 付近でさらに下コンクリート床版と鋼桁にずれが生じ、下コンクリート床版の合成効果が低下したためであると考えられる。TYPE-D および TYPE-E についても TYPE-C と同様の傾向にあることから、鉛直スタッドと水平スタッドを配置した TYPE-C～TYPE-E は、TYPE-A および TYPE-B と比較して、合成効果が低かったと考えられる。



写真-1 TYPE-C の破壊状況

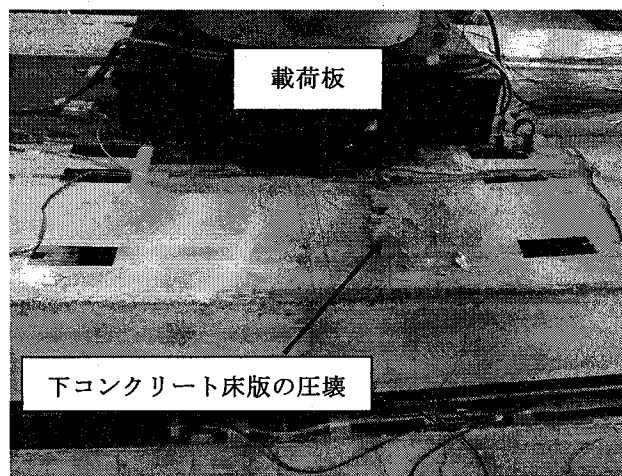


写真-2 TYPE-E の破壊状況

表-6 終局荷重時における計算値と測定値の比較

	(i)終局荷重計算値(kN)			(ii)終局荷重(kN)	比率{(1-i/ii)*100} (%)		
	状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ	測定値	状態Ⅱ	状態Ⅲ	状態Ⅳ
TYPE-A	1979.1	1902.7	1589.1	2043.5	3.2	6.9	22.2
TYPE-B	1979.1	1902.7	1589.1	2063.1	4.1	7.8	23.0
TYPE-C	1979.1	1902.7	1589.1	2060.7	4.0	7.7	22.9
TYPE-D	1979.1	1902.7	1589.1	2117.1	6.5	10.1	24.9
TYPE-E	1895.7	1895.7	1589.1	2059.5	8.0	8.0	22.8

4.5 終局荷重時の比較

3.3 で述べた設計方法より算出した各状態における終局荷重時の計算値と測定値の比較を表-6 に示す。

表-6 より、状態Ⅱの計算値に対する各供試体の比率は、TYPE-A、TYPE-B、TYPE-C、TYPE-D および TYPE-E でそれぞれ 3.2%、4.1%、4.0%、6.5% および 8.0% であり、各供試体とも状態Ⅱの計算値に最も近い値を示している。また、底鋼板および下コンクリート床版を考慮していない状態Ⅳとの比率は、22.2%~24.9% となり、測定値との差異が大きいことがわかる。このことから、各供試体とも、下コンクリート床版および底鋼板が合成されていると確認できる。また、状態Ⅱの計算値に対して、各供試体の比率が 3.2%~8.0% と大きい値を示しているのは、計算値では上コンクリート床版の剛性を考慮していないが、実際の供試体では、上コンクリート床版の剛性が寄与しているためであると考えられる。

TYPE-C および TYPE-E の破壊状況を写真-1 および写真-2 にそれぞれ示す。TYPE-C は、載荷点近傍の底鋼板が座屈し、その箇所の下コンクリート床版が圧壊していることがわかる。底鋼板を配置した TYPE-A、TYPE-B および TYPE-D も TYPE-C と同様に底鋼板が座屈し、その箇所の下コンクリート床版が圧壊した。底鋼板を配置していない TYPE-E についても他の供試体と同様に下コンクリート床版が圧壊した。このことから、下コンクリート床版および底鋼板に、曲げモーメントによる圧縮力が十分伝達されていることがわかる。

5. まとめ

本研究では、2 主 I 桁橋の中間支点部に下コンクリート床版を配置した二重合成桁橋について、下コンクリート床版および底鋼板の合成効果を明確にするために、スタッド配置をパラメータとした供試体を 3 体、底鋼板をパラメータとした供試体を 2 体製作し、静的載荷実験を実施した。本実験で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) 荷重-変位曲線より各供試体に差異は見られず、全体的な挙動としては、スタッド配置の違い、底鋼板の接合方法および底鋼板の有無による性状の差異はないと考えられる。
- (2) 降伏荷重時のひずみ分布より、鉛直スタッドと水平スタッドを併用配置した TYPE-C は、TYPE-A および TYPE-B と比較して、降伏荷重時における下フランジのひずみが、上コンクリート床版を考慮していない状態Ⅱの計算値よりも大きいことから、併用配置は、水平スタッド配置および鉛直スタッド配置よりも合成効果が低い傾向にある。
- (3) 中立軸位置は、上コンクリート床版にひび割れが発生するまで、全断面有効とした状態Ⅰに、ひび割れ発生後は、上コンクリート床版を考慮していない状

態Ⅱに比較的一致した。したがって、鋼桁と下コンクリート床版および底鋼板とは、合成されていると考えられる。ただし、スタッドを併用配置した TYPE-C は、載荷荷重が 1200kN を超えると、中立軸位置が上昇する傾向にあるため、鉛直スタッド配置および水平スタッド配置と比較すると、合成効果が低くなる傾向にある。

- (4) 終局荷重については、いずれの供試体も上コンクリート床版を考慮しない状態Ⅱの計算値との比率が 3.2%~8.0% で、状態Ⅱの計算値に最も近い値を示した。また、底鋼板および下コンクリート床版を考慮していない状態Ⅳとの比率は 22.2%~24.9% となり、測定値との差異が大きいことがわかる。
- (5) 破壊状況については、TYPE-A~TYPE-D は、底鋼板の座屈が先行し、その後、下コンクリート床版が圧壊した。TYPE-E は、底鋼板がないため、下コンクリート床版の圧壊により、終局に至った。

本研究により、二重合成 I 桁橋の力学特性、特に、鋼桁と下コンクリート床版との合成効果を確認することができた。しかし、スタッド配置の違いによる明確な差異が見出せなかったため、今後は、その疲労性状を含めた合理的な設計法について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 栗田章光, 大山 理, Marcus 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, 2003.11.
- 3) 保坂鐵矢, 加藤順, 江上武史, 山本晃久, 米田達則 : ダブル合成連続桁の鉛直荷重に対する下スラブジョイント配置について, 土木学会第 54 回年次学術講演会, pp.260-261, 1998.9.
- 4) 原田祐治, 吉田幸弘, 福士優理, 山下肇, 嵯峨山剛 : 下浜鮎川橋の設計と施工, 橋梁と基礎, pp.19-25, 2004.3.
- 5) 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 I 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, 2003.11.
- 6) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 丸善, 2002.3.
- 7) Ulrike Kuhlmann, Ulrich Breuninger : BEHAVIOUR OF HORIZONTALLY LYING STUDS WITH LONGITUDINAL SHEAR FORCE, COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE IV, pp.438~449, 2002.

(2005 年 9 月 10 日受付)