

(8) 道路橋鋼型枠補強コンクリート合成床版の一考案

園田恵一郎 *

堀川都志雄 *

廣瀬 清泰〇**

1. まえがき

鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版と略称する）に替わる橋梁床版としての鋼とコンクリートの合成床版は、近年の工期短縮、省力化などの社会的要請と相まって、多方面で研究・開発が進められている。すでに、幾つかの形式の合成床版が開発され、多くの実施例も報告されている。

この種の合成床版は、その目的と製造方法により次の2つに大別される。（１）プレキャストスラブとして工場での大量生産による省力化を目的としたもの、（２）場所打ちコンクリートを用いて、型枠・配筋工などの現場作業の省力化を目的としたもの。（１）の例としては、プレキャスト鋼板コンクリートスラブ（コンボスラブ）、サンドウィッチ鋼板スラブなど、（２）の例としては、鋼格子床版（グレーチング床版）、ユニットスラブ、鋼型枠合成床版などが挙げられる。（１）は工場製作により十分な品質管理による製品の均一化が期待できるが、継手構造や部材間の整合性に難点がある。この点（２）はコンクリート一体打ちのため有利である。

一方、省力化と材料の有効利用の両面から見れば、型枠の一部を補強材として利用するのが最も合理的と思われるが、この形式の合成床版はコンボスラブと鋼型枠合成床版の一形式¹⁾が見られるに過ぎない。

これらの観点から、本研究は、現場作業の省力化、材料の有効利用ならびに床版の軽量化を意図として、図-1に示すような鋼型枠補強コンクリート合成床版を考案した。本床版は、ユニット化された鋼製デッキプレート²⁾を型枠兼用の補強材とし、各ユニット間は高力ボルトで連結され、場所打ちコンクリートによって一体化が図られている。

この種の鋼板とコンクリートの合成床版では、RC床版に比して、鋼断面比が大きくなるために曲げ耐力が増大するが、その代り鋼板の付着せん断破壊を起し易い構造になる。したがって、鋼板とコンクリートの付着強度の確保がこの種の床版の設計では最も大切なものと思われる。

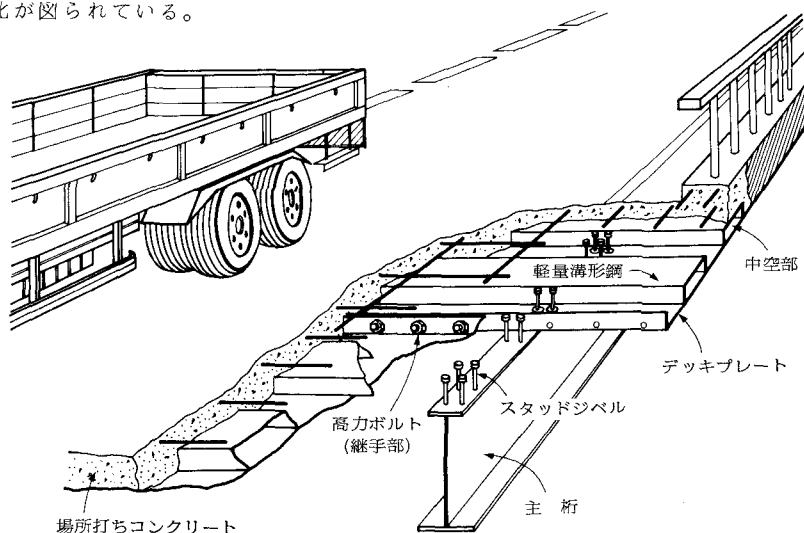


図-1 構造概要

鋼板とコンクリート間

の付着応力には、接合面内のせん断応力と直応力があり、付着強度を十分に確保するには、直応力の十分なる伝達も図らなければならない。

本研究は鋼製デッキプレートのずれ止めの機構の最適化に大きな関心を払っている。考案した合成床版におけるデッキプレートは、型枠・足場として十分な剛性を持たせるために薄鋼板に軽量溝形鋼を溶接したもので、コンクリート打設後の床版断面は、溝形鋼で囲まれた中空部を有し、軽量化が図れる構造となっている。ユニット化されたデッキプレートは高力ボルトにより連結されている。図-2に継手の接合方法を示す。ずれ止め機構としては、大別してつぎの3形式のものを考案し、これらを比較検討した。①溝形鋼上面に鉄筋を溶接したもの(図-3)、②溝形鋼にチーバーを付けてくさび効果を利用したもの(図-4,5)、③鋼板と溝形鋼に縞鋼板を使用して縞の凹凸によりずれ止め効果を期待したもの(図-6,7)、である。

2. 床版の設計

現行の道路橋示方書の設計曲げモーメント式を適用した。床版厚は既設床版の架け替えを考慮して18cmとした。活荷重はT-20とし、20%の割増しを考慮した。ずれ止めの設計においては、設計せん断力を定める必要があるが、現行の道路橋示方書にはこの種の規定は設けられていないので、ここでは、便宜上コンクリート標準示方書に定められている一方スラブの最大曲げモーメントを求めるための有効幅を準用して、主桁上で支えられた連続板をこの様な有効幅を持つ単純ばりに置換し、可能な最大限の後輪荷重を載せて、設計せん断力を決定した。

設計計算は許容応力度法に基づき、応力計算はコンクリートの引張を無視した従来のRC断面の設計法に準じた。溶接鉄筋を用いた場合のずれ止め筋の計算は、引張側コンクリートを無視して算出したせん断応力が溶接部に作用するものとして、許容応力度法($\tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$)によりずれ止め筋の間隔と溶接長を決定した。ずれ止め筋を使用しない試験体については、

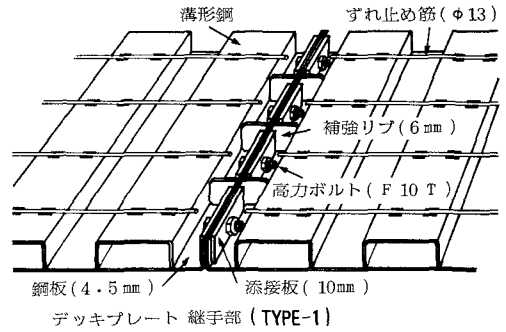


図-2 継手部の接合方法

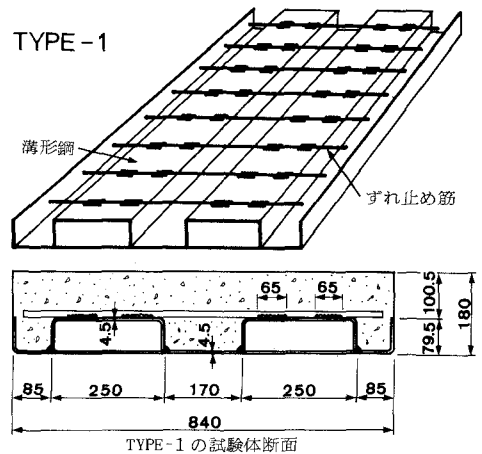


図-3 TYPE-1のずれ止め機構

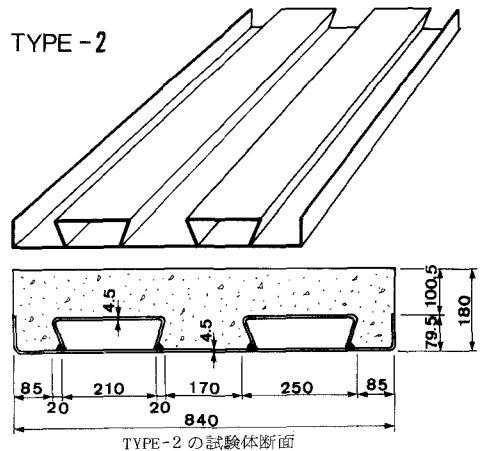


図-4 TYPE-2のずれ止め機構

特に設計計算を行っていない。次に、継手部の高力ボルト間隔は、高力ボルトを鉄筋に置換えて、通常のRC断面として算出したボルトの曲げ応力が許容値に等しくなるようにして決定した。

3. 試験体の種類と製作

2. で設計した合成床版について、主筋方向（主桁と直角方向）の正曲げ、負曲げおよびせん断強度を調べ、また配力筋方向（主桁と平行な方向）については、正曲げ強度ならびに継手部の強度と剛性を調べ、従来のRC床版に較べて十分な強度と剛性を有するかどうかを調査する。さらに、考案した幾つかのずれ止め機構に対して、付着せん断特性の比較検討を行う。

試験体は、溝形鋼を2つ配置した1ユニットのデッキプレートを持つはり供試体として製作し、断面は図-8に示すような実橋モデル床版を想定して決定した。すなわち、支間曲げモーメントは単純版の曲げモーメントを、支点上の負曲げモーメントは張出し部の片持版と連続版の大きい方の曲げモーメントを採用した。表-1には設計荷重を示す。試験体の種類は、ずれ止め機構の形式により全部で5TYPEのものを作製した（図3～7）。主筋方向の正曲げ、負曲げおよび配力筋方向の正曲げならびに継手部の試験は、TYPE-1で行った。各試験体の種類について表-2に一括して示す。TYPE-1はずれ止め筋を溝形鋼上面に溶接したもので、φ13を20cm間隔で配置した。負曲げ試験体

表-1 設計荷重

設計荷重	主筋方向	配力筋方向
支間曲げモーメント (tm/m)	4.13	3.26
支点曲げモーメント (tm/m)	-4.40	—
せん断力 (t/m)	11.6	—

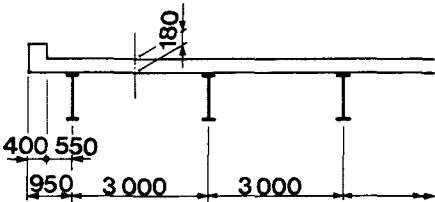


図-8 設計計算モデル

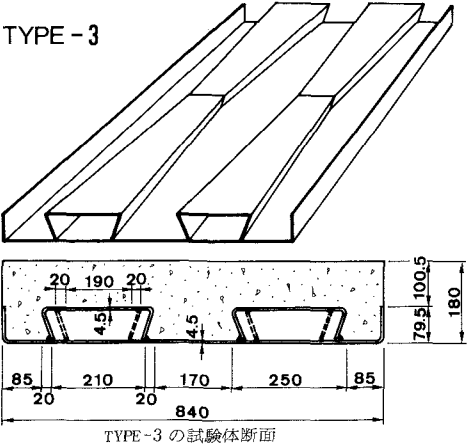


図-5 TYPE-3のずれ止め機構

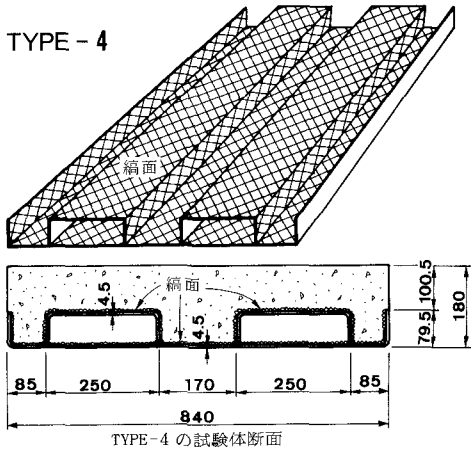


図-6 TYPE-4のずれ止め機構

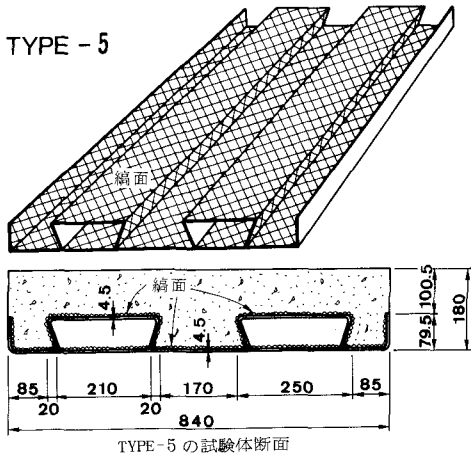


図-7 TYPE-5のずれ止め機構

(MN-1)は、上に引張鉄筋(8-D16)を配置した(図-9)。配力筋方向の正曲げ・継手部の試験体は、図-13のようにスパン中央に継手を有するものであり、試験体幅は80cm

表-2 各試験体の種類

形 式	試験体名	試験体名	実 験 の 目 的	ずれ止め機構
TYPE-1	MP-1	2	主筋方向の正曲げ試験	ずれ止め筋を使用
	MN-1	2	主筋方向の負曲げ試験	ずれ止め筋は
	MJ-1	2	配力筋方向の正曲げ 継手試験(リブ有り)	$\phi 13 \text{ mm}$ 20 cm 間隔
	MJ'-1	2	配力筋方向の正曲げ 継手試験(リブ無し)	溶接のサイズは6 mm
	S-1	2	主筋方向のせん断試験	
TYPE-2	S-2	1	主筋方向のせん断試験	版厚方向のテーパのみ
TYPE-3	S-3	1	主筋方向のせん断試験	版厚方向のテーパとスパン方向のテーパ
TYPE-4	S-4	2	主筋方向のせん断試験	縞鋼板を使用
TYPE-5	S-5	2	主筋方向のせん断試験	縞鋼板を使用し版厚方向にテーパ付す

とした。高力ボルトはM22(F10T)を20cm間隔で、下面より3cmの位置に配置し、継手部をリブで補強したもの(MJ-1)と補強しないもの(MJ'-1)との2種類作製した(図-2参照)。TYPE-2は、特にずれ止めを設けずに版面に垂直な方向のずれを拘束する目的で溝形鋼に版厚方向のテーパを付けた形式のものである。TYPE-3はさらにスパン方向にもテーパを付けた形式である。TYPE-4,5は、やはり特にずれ止めを使用せずに、鋼板と溝形鋼に縞鋼板を用いたものであり、TYPE-5はTYPE-2に縞鋼板を用いたものとなっている。なお、鋼板と溝形鋼の溶接はサイズを6mmとして、溶接ひずみを軽減させるため断続溶接とし溶接長は65%とした。表-1の設計荷重に対するTYPE-1の各試験体の曲げ応力を表-3に示す。使用した鋼とコンクリートの材料試験結果を表-4,5に示す。縞鋼板の突起の形状・寸法の測定結果を図-10に示す。以上の結果、本試験体の重量は同厚(18cm)のRC床版の

表-3 設計荷重に対する曲げ応力

種 別		応 力 (kg/cm ²)	
正曲げ		コンクリート	55.4
		デッキプレート	566
負曲げ		コンクリート	39.3
		デッキプレート	64.9
		鉄 筋	132.7
配力筋方向	標準部	コンクリート	40.4
		デッキプレート	51.2
	継手部	コンクリート	68.4
		高力ボルト	134.9

表-4 鋼の材料試験結果

		材 質	降伏応力 (Kg/cm ²)	引張強度 (Kg/cm ²)	弾性係数 (Kg/cm ²)	ポアソン比
軽量溝形鋼		SSC41	2284	3500	2.17×10 ⁶	0.29
鋼 板	縦 方 向	SS41	3276	4423	2.12×10 ⁶	0.28
	横 方 向	(t=4.5mm)	2933	4504	2.20×10 ⁶	0.28
縞鋼板	縦 方 向	中山製鋼	3000	3944	—	—
	横 方 向	(t=4.5mm)	2888	3944	—	—

注) 縞鋼板は山重量=1.695 kg/m², 平板重量=85.32 kg/m²

TYPE-1 以外の溝形鋼は鋼板あるいは縞鋼板から製作したもの。

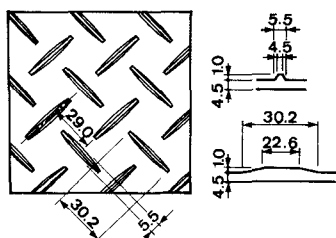


図-10 縞鋼板の突起形状と寸法

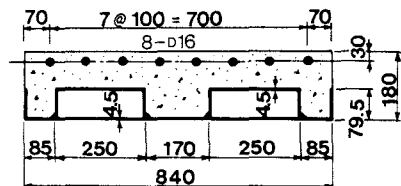


図-9 負曲げ試験体断面

表-5 コンクリートの材料試験結果

	TYPE-1	TYPE-2,3	TYPE-4,5
初期弾性係数 (kg/cm ²)	3.0×10^5	2.4×10^5	2.5×10^5
圧縮強度 (kg/cm ²)	341	283	342
引張強度 (kg/cm ²)	17.3	26.2	29.2

注) 材令 28日。

約 8.7% になった。

4. 試験方法

荷重方法は、油圧ジャッキを用いて、2点あるいは1点荷重とした。図-11, 12 にはそれぞれ主

筋方向の正曲げ、負曲げ試験の荷重方法を、また図-13 には配力

筋方向の正曲げ・継手部試験の荷重方法を示す。せん断試験は、

図-14 に示すように、せん断スパンを 40 cm とした。せん断スパンと版厚との比 $a/d = 2.22$ となっている。荷重の繰返しが鋼板

の付着面の破壊に及ぼす影響を調べるために、各荷重

段階で 3 回の繰返しを行い崩壊に至らしめた。

ひずみの測定はストレインゲージとモールドゲージ

により、たわみの測定はダイヤルゲージにより行った。

デッキプレートとコンクリート間のスリップは、クリップゲージと π ゲージを用いて測定した。

5. 実験結果

5.1 正曲げ試験 (MP-1)

正曲げ試験の荷重-ひずみ、たわみ関係を図-15, 16 に示す。設計荷重 (設計曲げモーメントを与える荷重) 下では全断面有効と

しての計算値に一致しており、終局荷重も R C ばりの終局強度理論 (圧縮コンクリートの限界ひずみ 3500μ 、鋼の限界ひずみ 10000μ と仮定) による計算値にほぼ一致していた。また、断面内の厚さ方向のひずみも直線分布を示し、平面保持の仮定が成立していた (図-17 参照)。スリップは終局荷重の $1/2$ 弱 (設計荷重の約 3 倍) までは発生しなかった。破壊形式は、コンクリート部のせん断破壊形であったが、2 体の内 1 体はコンクリートの圧壊を伴った曲げ破壊も同時に発生した。

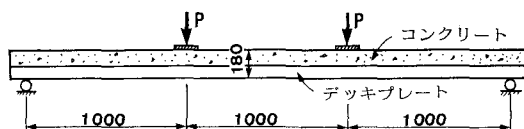


図-11 正曲げ試験 (MP-1)

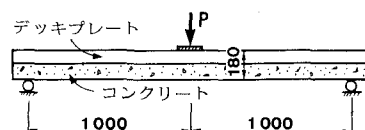


図-12 負曲げ試験 (MN-1)

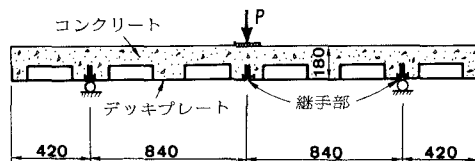


図-13 正曲げ・継手部試験 (MJ-1, MJ-1)

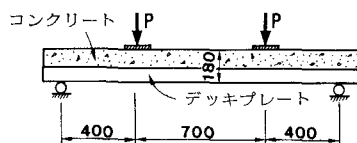


図-14 せん断試験 (S-1~5)

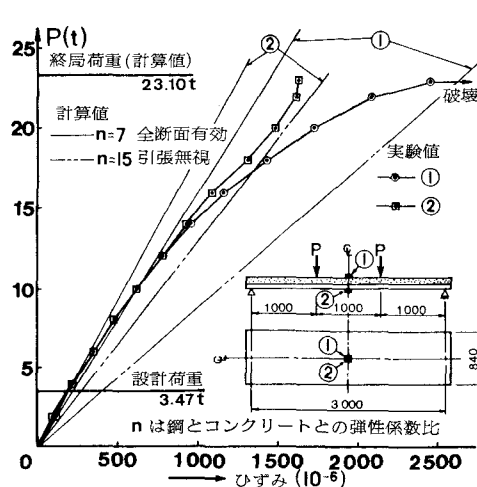


図-15 荷重-ひずみ関係
(正曲げ試験; MP-1)

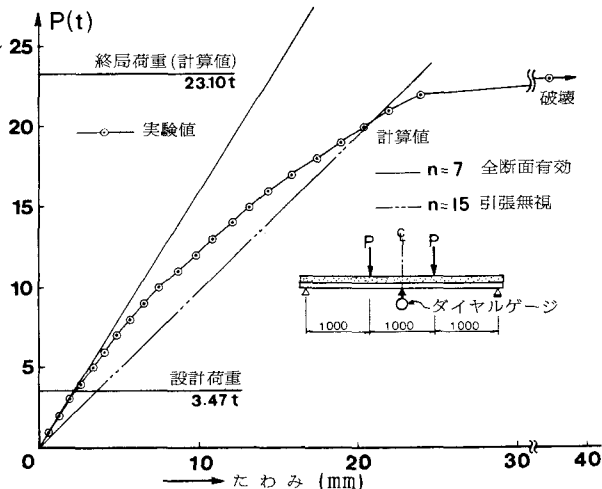


図-16 荷重-たわみ関係 (正曲げ試験; MP-1)

5.2 負曲げ試験 (MN-1)

負曲げ試験の荷重-ひずみ関係を図-18に示す。崩壊までスリップは発生せず、鉄筋の降伏により破壊した。終局荷重も計算値にはほぼ一致しており、通常のRCはりとはほぼ同じ性状を呈した。

5.3 継手部試験 (MJ-1, MJ'-1)

配筋方向の正曲げ・継手部試験の荷重-たわみ関係、たわみ分布を図-19, 20に示す。図中、計算値の標準部とは溝形鋼を無視した③断面を指し、継手部とは高力ボルトを鉄筋に置換えた断面を意味する。継手部を有する配筋方向の曲げ試験は、継手の強度・剛性に支配されたが、補強リブの無い場合には、設計荷重時では問題ないが設計荷重の1.5倍辺りから継手部の変形(下側の開き)が目立ち始めた。一方、リブを有する場合には、設計荷重の2倍辺りまで継手部の変形は特に目立たず、終局時においても大きな変形は観測されなかった。破壊は、溝形鋼隅角部から発生したコンクリートのせん断ひび割れの進展によるせん断破壊であった。

5.4 せん断試験 (S-1~5)

TYPE-1の荷重-ひずみ関係を図-21に示す。設計荷重(設計せん断力を与える荷重)の下でのひずみはほぼ全断面有効の曲げ計算値と合っているが、たわみは全断面有効と引張無視の計算値の中間にあった。また版厚方向のひずみ分布は、設計荷重時ではほぼ直線

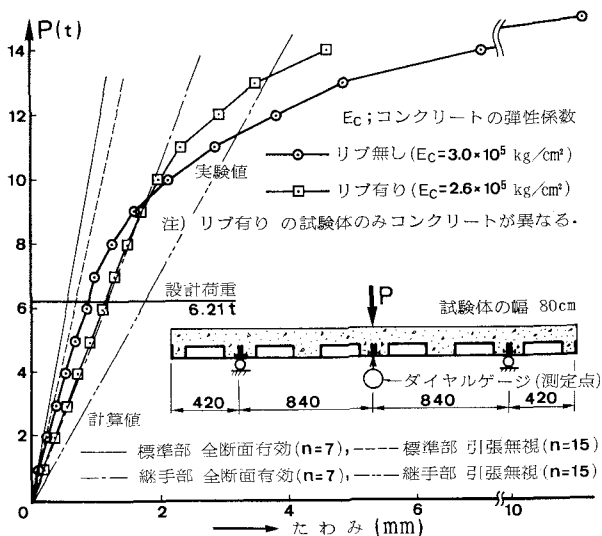


図-19 荷重-たわみ関係(継手部試験; MJ-1, MJ'-1)

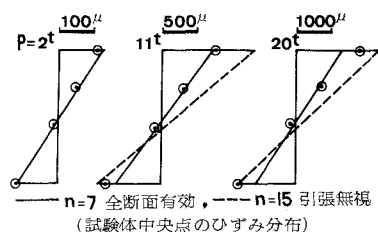


図-17 版厚方向のひずみ分布 (正曲げ試験; MP-1)

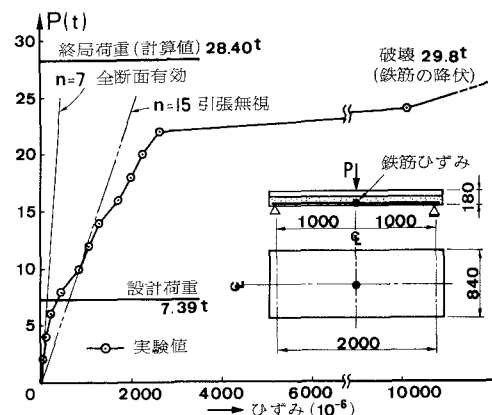


図-18 荷重-ひずみ関係(負曲げ試験; MN-1)

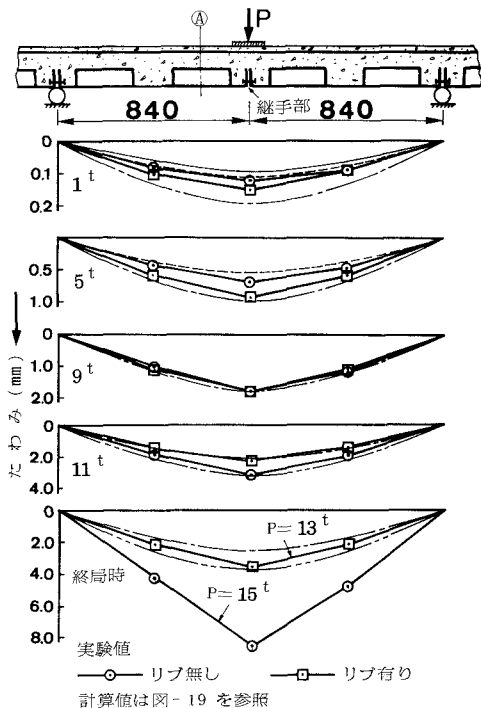


図-20 たわみ分布 (継手部試験; MJ-1, MJ'-1)

分布であった。荷重－スリップ関係は、荷重点から45°の位置で測定したものを図-22に、支点の端部で測定したものを図-23に示す。いずれの試験体も、スリップは荷重点付近で最初に発生し、荷重の増加に伴って支点端部へと伝播して行くのが分る。表-6にはせん断試験結果の比較を示す。終局荷重では、ずれ止め筋を使用したTYPE-1と縞鋼板を使用したTYPE-5が最も高く、両者に大差はないが、スリップ開始荷重においては、TYPE-1が設計荷重の約1.5～1.7倍、TYPE-5が約1.3倍であり、TYPE-1が最も高い。しかしながら、荷重点付近でのスリップ開始後支点端部にまで至る時の荷重は、縞鋼板を使用したTYPE-4,5の方が明らかに高く、TYPE-4ではTYPE-1の約1.4～1.5倍、TYPE-5では約1.5～1.6倍となっている。

溝形鋼にテーパのみを付したTYPE-2,3は終局荷重も低く、付着性能は余り良好とは言えない。なお、破壊形式はいずれも付着せん断破壊（図-24）であった。TYPE-1の試験体については、試験後にコンクリートをはつて調べたところ、ずれ止め筋の大きな変形や溶接部の亀裂は確認されなかった。図-24にTYPE-1の破壊状態を示すが、端部のずれ量 δ はTYPE-1では2,3 cmに及ぶが、TYPE-4,5では数mm程度であり、ひび割れも少なかった。

5.5 実験結果のまとめ

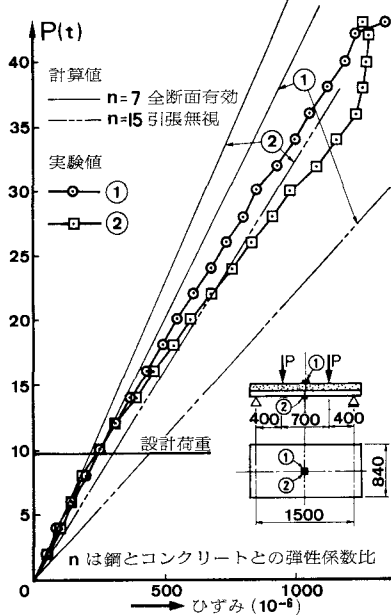


図-21 荷重－ひずみ関係（せん断試験；S-1）

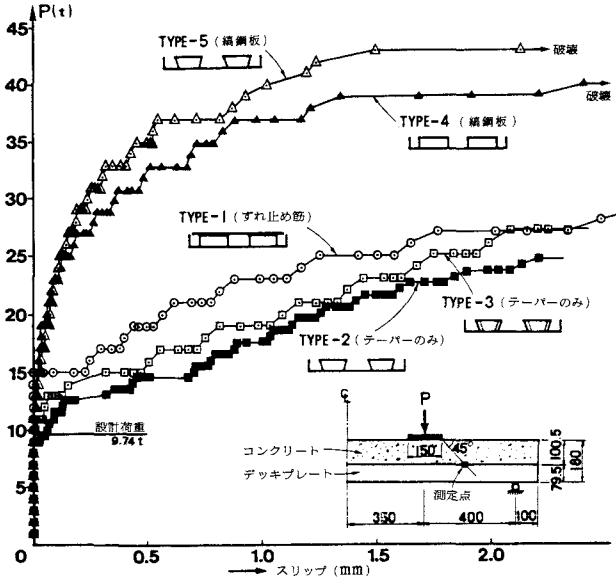


図-22 荷重－スリップ関係（せん断試験，荷重点から45°位置）

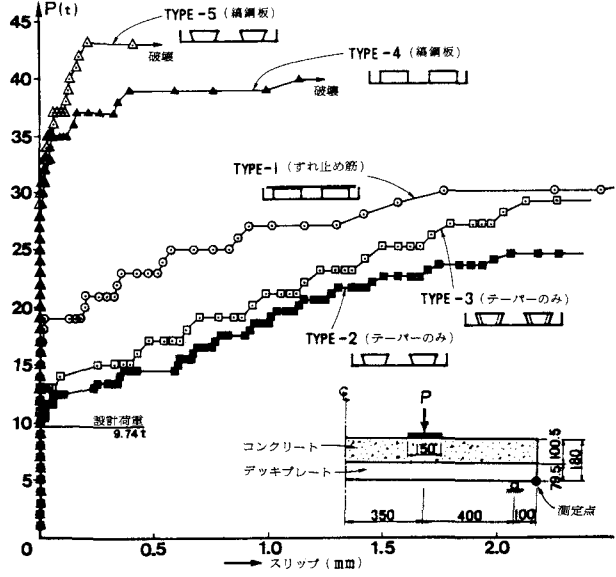


図-23 荷重－スリップ関係（せん断試験，支点端部）

①主筋方向（橋軸直角方向）の正曲げ強度は設計曲げモーメントの約7倍、また負曲げ強度は約4倍あった。
 ②配筋方向（橋軸方向）の正曲げ強度は継手の影響を受け、補強リブの有無によってそれぞれ設計曲げモーメントの約2.5倍、2倍であった。また、継手の剛性はリブを付けることによりかなり改善された。③主筋方向のせん断強度は、TYPE-1と5が最も高くそれぞれ設計荷

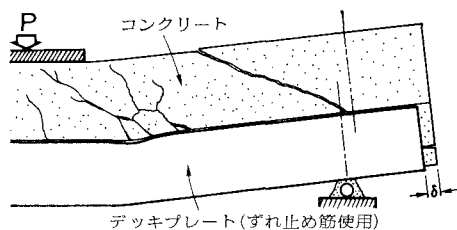


図-24 せん断試験体の破壊状態（S-1）

重の約4.4倍、4.3倍であり、鋼板とコンクリートの付着せん断破壊に支配された。④せん断試験での鋼板とコンクリート間のスリップはTYPE-1では設計荷重の1.5倍程度から、TYPE-5では1.3倍程度から目立ち始めたが、支点端部にまで及んだ時の荷重は、TYPE-1では設計荷重の約2倍、TYPE-5では約3倍となり、付着性能はTYPE-5が最も良好であった。

表-6 せん断試験結果の比較

形 式	試験体名	スリップ開始荷重(t)		終局荷重 (t)	終局荷重 設計荷重	①		②		破 壊 形 式
		①	②			設計荷重	設計荷重	終局荷重	終局荷重	
TYPE-1	S-1	15	19	1.27	4.3	4.4	1.54	1.95	0.35	付着せん断破壊
		17	21	1.24	4.5	4.6	1.75	2.16	0.38	付着せん断破壊
TYPE-2	S-2	12	12	1.00	2.5	2.6	1.23	1.23	0.48	付着せん断破壊
TYPE-3	S-3	12	13	1.08	3.2	3.3	1.23	1.33	0.38	付着せん断破壊
TYPE-4	S-4	12	29	2.42	4.1	4.2	1.23	2.98	0.29	付着せん断破壊
		11	25	2.27	3.5	3.6	1.18	2.57	0.31	荷重点付近局部破壊
TYPE-5	S-5	13	31	2.38	4.2	4.3	1.33	3.18	0.31	付着せん断破壊
		13	29	2.23	4.3	4.4	1.33	2.98	0.30	付着せん断破壊

6. ま と め

本研究において得られた結論を以下に列挙する。

- ①本研究で考案した鋼型枠補強コンクリート床版の主筋方向（橋軸直角方向）の正曲げ強度は設計曲げモーメントの約7倍、負曲げ強度は約4倍あった。
- ②補強リブを設けた高力ボルトによるデッキプレート間の継手は設計荷重の2倍までは十分な剛性を持っていた。
- ③デッキプレートのずれ止めとして5つの方式を検討した結果、縞鋼板を使用し溝形鋼に浮上り防止のためのテーパを付けたものが最適であった。この方式のずれ止めの採用によって、設計荷重の2倍程度の荷重の下でも目立ったずれの発生を防止できる。
- ④本形式の合成床版の重量は同一厚さのRC床版の87%になる。したがって、最近のRC床版は耐力増加のために大幅な増厚が図られていることから考えて、本形式の合成床版の採用は主桁の負担の軽減が期待できる。

最後に、本研究では疲労実験を行っていないが、縞鋼板のような、一様に分散したずれ止め方式の採用は応力集中を防ぎ、疲労強度も大きいことが期待できる。

7. 参 考 文 献

- 1) 新津、大貫、浅島、落合；鋼製型枠合成床版を用いた合成桁の設計・施工、橋梁と基礎、

1980、11月、P.P.42～49。

A New Type of Composite Steel-Deck-Reinforced Concrete Slab for Bridge Decks

Keiichiro Sonoda *

Toshio Horikawa *

Kiyoyasu Hirose **

This study presents a new type of steel-concrete composite bridge deck, with the aim at the further promotions of little labor costs in site, effective use of material, and lightening slab weight, in comparison with the usual reinforced concrete slab and the exsisting composite slabs. The composite slab devised here consists of a steel decking with tubular section and concrete cast in situ. The steel decking used as a permanent formwork is made from a skin plate of 4.5 mm thick and stiffening channel beams welded to it. The steel decking is assembled in site from prefabricated unit panels using high tensioning bolt-joints. The whole depth of composite slab is 18 cm.

Four types of tests with respect to beam specimens are carried out, namely positive bending fracture test, negative bending fracture test, shear-bond fracture test, and joint failure test. The most concern in this study is placed on the finding of the optimum form of shear connectors required for structural full participation of steel decking. Five types of shear connectors are examined through the shear-bond fracture tests.

The main conclusions in this study are as follows:

- (1) The composite slab devised here has the positive bending strength of 7 times the design capacity required by the current Japanese bridge code, and has the negative bending strength of 4 times that.
- (2) The high tensioning bolt-joint between the adjacent steel deck panels has a sufficient stiffness up to the applied bending moment of two times the design capacity.
- (3) Among the five types of shear connectors, the use of the tapered channel beams made from checkered sheets is the best. With this type of shear connectors we can prevent an appreciable shear-bond slip up to the applied shearing force of two times the design capacity.
- (4) The weight of this composite slab reduces to 87 % of that of reinforced concrete slab with the same depth.

* Department of Civil Engineering, Osaka City University

** Daikenkochiku Co.Ltd., Osaka