# (37) 孔あき鋼板ジベルの合成床版橋への 適用について

田中 一夫<sup>1</sup>・米田 達則<sup>2</sup>・枝元 勝哉<sup>3</sup>・北川 幸二<sup>4</sup>・嶋田 修<sup>5</sup> 栗田 章光<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 川田工業株式会社 橋梁事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11) E-mail:kazuo.tanaka@kawada.co.jp

<sup>2</sup>正会員 川田工業株式会社 橋梁事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11) E-mail: tatsunori.yoneda@kawada.co.jp

<sup>3</sup>正会員 川田工業株式会社 橋梁事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11) E-mail: k.edamoto@kawada.co.jp

<sup>4</sup>正会員 川田工業株式会社 橋梁事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11) E-mail: koji.kitagawa@kawada.co.jp

<sup>5</sup>正会員 川田工業株式会社 橋梁事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川1-3-11) E-mail:osamu.shimada@kawada.co.jp

<sup>6</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 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1) E-mail:kurita@civil.oit.ac.jp

合成床版橋は、市街地など構造高の低い橋梁形式が求められる環境において、橋軸方向に縦リブを設けた下鋼板パネルとコンクリート版を合成する事により、低い構造高を実現した橋梁である.

筆者らの提案する合成床版橋(以下,SCスラブ橋と呼ぶ)では、より低い構造高を実現する事を目的と して、縦リブの上フランジに孔を設け、そこに床版主鉄筋を折り曲げ貫通させた新しい形式の孔あき鋼板 ジベル(以下,PBLと呼ぶ)を採用している.

しかし、通常のPBLはフランジに対して鉛直方向に立てられた鋼板構造として用いられ、本研究のよう にフランジ自体をPBL構造に用いた例は見られない.

そこで、実構造を想定した試験体を作成し押し抜きせん断試験を行うと共にPBLを用いたSCスラブ橋の性能確認試験を行った.

# *Key Words* : *Perfobond Strip, horizontal shearing force, shear capacity, steel-concrete composite slab bridge*

## 1. はじめに

都市圏の住宅密集地における橋梁の新設・架け替えな らびに小規模河川の改修に伴う橋梁の新設・架け替えな どの計画においては、建築限界、計画高水位、取付け道 路の路面高との関係など様々な制約から極端に構造高の 低い橋梁形式が求められる場合がある.

従来は、鋼床版鈑桁、プレビーム合成桁、RC床版合 成桁、プレテンション方式PC桁などが採用されていた が、近年ではこれらの橋梁形式で対応できない構造高を 求められる架橋条件が多くなってきている.そのため、 そのような厳しい条件に対応可能な橋梁形式である合成 床版橋が採用され、実績を伸ばしている. 筆者らは、より低い構造高を実現する合成床版橋として、鋼とコンクリートのずれ止め構造に縦リブの上フランジに孔を設け床版主鉄筋を折り曲げ貫通させるPBLを採用するSCスラブ橋(図-1)を提案している.





図-2 PBLの特長

今回提案するPBLを採用する事により、ずれ止め構造 に頭付きスタッドや従来構造のPBLを採用する場合に比 べて、床版コンクリート上縁から縦リブフランジ上縁ま での距離(かぶり)を小さくする事が出来る事から、合 理的な設計が可能となりより低い構造高が実現できる.

(図-2)

本論文では、今回提案するPBLの使用法が従来の使用 法と異なる事から、第一の試験としてPBLの押し抜きせ ん断試験を行うことでせん断耐力の確認を行い、また既 往の研究<sup>1</sup>によるPBLの強度評価式と比較することで適 用性を検証した.第二の試験として、実橋を模した試験 体による静的載荷試験を行い、PBLを採用したSCスラブ 橋の曲げに対する性能、せん断に対する性能を検証した ので報告する.

なお,第一の試験および第二の試験共に大阪工業大学 において実施した.

### 2. SCスラブ橋の概要

SCスラブ橋は、鋼製の底板(以下,下鋼板と呼ぶ) に多列の鋼製T形リブ(以下,縦リブと呼ぶ)を橋軸方 向に並列配置した下鋼板パネルに格子状に鉄筋を配置し た後、コンクリートを打設し一体化させ、ずれ止めを介 して合成構造とした鋼とコンクリートの合成構造である. そのため従来の橋梁形式よりも低い構造高を実現するこ とが出来る.

基本部材を鋼材で構成する事から、桁高変化や斜角, 拡幅,平面曲線への対応が容易であり、橋梁線形による 影響を受けにくい橋梁である.

下鋼板パネルは設計上の強度部材の機能に加えて、コ ンクリート打設時の型枠鋼板および作業足場として機能 し、また橋体の側面および端部にも型枠鋼板を配置する ことで現場作業の省力化および安全性の向上に有効であ る.

下鋼板パネルは分割可能であり,輸送条件および架設 条件による制約を受けず,架設重機を小さくする事が可 能である.また,一期・二期施工分割のような分割施工 にも対応が可能である.

以上のことから、本橋は、下記の特長を有する橋梁形 式であるといえる.

- 線形条件・架設条件に制約を受けにくい構造であり 橋梁計画の自由度が高い.特に、低い構造高の要求 に対応できる形式である.
- ② 床版用型枠・支保工の省力化が可能であり、鋼材に 耐候性鋼材を使用する、もしくは防錆仕様を溶融亜 鉛メッキとする場合には、足場工の省略も可能となり、工期短縮に寄与する。

## 3. 試験内容

#### (1) 押し抜きせん断試験

#### a) 試験体

試験体は、実橋の縦リブフランジをコンクリートに埋め込む構造を想定して、JSSC頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案)<sup>2)</sup>を参考に下鋼板上に縦リブを設置した鋼部材に鉄筋を配置した後、縦リブが正立の状態でコンクリートを打設し、コンクリート硬化後に下鋼板下面に設けた鋼板に高力ボルトを用いて2体1組となるように接合したものである. 試験体の構造諸元を表-1 に示し、概略形状を図-3 に示す.

					単位	構造諸元
_				厚	mm	300
-	1999-F	設計	基準	強度	N/mm <sup>2</sup>	30
	杂生态	鉄	筋	径	mm	D13
	<b>亚</b> 大 肋			質		SD295A
纷子	Ĕ フランジ	断		面	mm	300×16
和上		材		質		SM400A
ブ	ウェブ	断		面	mm	184×9
	> 917	材		質		SM400A
	下鋼板			面	mm	300×9
				質		SM400A

表-1 押し抜きせん断試験体の構造諸元



図-3 押し抜きせん断試験体の概略形状図



図4 パラフィン塗布および発泡スチロールの設置

表-2	押し抜きせん断試験体の種類
~~~	

TYPE	PBL-1	PBL-2
構造高	300 mm	300 mm
試験体数	3体	3 体
孔径×孔数	φ50×2	φ50×2
貫通鉄筋	無し	D13 (SD295A)



**図-5** 載荷・計測システム

なお、図-4 に示すように、鋼材とコンクリートの付 着力を除去するため、縦リブフランジにパラフィンを塗 布し、縦リブ腹板および下鋼板には発泡スチロール板を 貼り付け、さらに試験時の縦リブ端部への影響を除去す るため、縦リブ下側に発泡スチロールをセットした.こ のことにより、載荷初期からせん断力がPBLに伝達され るように工夫した.

試験体の種類は、貫通鉄筋の有無によるせん断耐力の 違いを確認するため、表-2 に示す2 種類とし、同一の製 作条件と形状寸法で、種類ごとに3 体ずつ計6 体を製作 した.なお、試験体の構造高は、実橋における橋体端部 の最低構造高を300mmと想定した上で決定した.この場 合、縦リブフランジ下側に突出する貫通鉄筋の定着長は、 文献1)の研究における片側定着長260mmに対して100mm 短い160mmとなった.

使用したコンクリートは、最大粗骨材寸法を25mm, 目標設計基準強度を30N/mm<sup>2</sup>とし、その実測圧縮強度は 試験直前(材令50日で現場養生)で33.3N/mm<sup>2</sup>であり、 全試験終了後(材令65日で現場養生)では32.8N/mm<sup>2</sup>で あった.

#### b) 試験方法

試験方法は、文献2)を参考に図-5 に示すような載荷・ 計測システムで行うこととした.なお、コンクリートブ ロック下面に石膏を敷き、試験体が水平に保持できるよ うにした.また、載荷部は均等な加力がかかるように球 座を設け、縦リブフランジのみに荷重が作用するように 縦リブの腹板の高さを載荷高から20mm控えた.

鋼材とコンクリートブロックの相対ずれ変位量は鋼と コンクリートの接合部の中央に取り付けた4 台の高感度 変位計(250×10<sup>6</sup>/mm)を用いて計測し,載荷荷重はロ ードセルを用いて計測した.

載荷方法は、変位が4.0mmに達するまで変位制御によ る漸増繰り返し載荷法で行った. その後、載荷荷重が最 大せん断耐力に達した後も変位が20mmに達するまで単 調増加載荷を行った.

#### (2) SCスラブ橋の静的載荷試験

#### a) 試験体

静的載荷試験は、曲げ試験とせん断試験の2 種類行い それぞれの試験に対して試験体を製作した.

曲げ試験の試験体断面形状を図-6 に、構造諸元を表-3 に示す.



図-6曲げ試験体の断面形状

表-3 曲げ試験体の構造諸元

					単位	構造諸元
-	いノカリート	版		厚	mm	391
~	1999 F	設計	·基準引	闺度	N/mm <sup>2</sup>	30
	鉄筋		筋	径	mm	D13
				質		SD295A
<b>%</b> 半	フランジ	断		面	mm	300×16
和足		材		質		SM400A
ッ	ウェブ	断		面	mm	275×9
/	· · · · ·	材		質		SM400A
	下鋼板			面	mm	1600×9
				質		SM400A

	TYPE		M-SC1	M-SC2	M-SC3
端部概略図		既略図			
支	間部	概略図			
ずれ止	フラ	端部	PBL 孔径:50φ 貫通筋:D13	角鋼ジベル □22×22 (SS400)	無し
めタイ	ンジ	支間部	角鋼ジベル □22×22 (SS400)	角鋼ジベル □22×22 (SS400)	無し
プ	Ŧ	「鋼板	無し	無し	無し

表4 曲げ試験体の種類



図-7 せん断試験体の断面形状

表-5	せん断試験体の構造諸元

					単位	構造諸元
1				厚	mm	341
~	2999 F	設計	·基準	強度	N/mm <sup>2</sup>	30
	建弦	鉄	筋	径	mm	D13
	业人用刀	材		質		SD295A
绐于	フランジ	断		面	mm	300×16
和在	////	材		質		SM400A
ッ	ウェブ	断		面	mm	225×9
· · · · · ·		材		質		SM400A
下细垢		断		面	mm	1600×9
	下鉤权			質		SM400A

	ΤY	PE	S-SC1	S-SC2
端部概略図		既略図		
支問	盯部	概略図		
ずれ止	フラ	端部	PBL 孔径:50φ 貫通筋:D13	無し
めタイプ	ンジ	支間部	PBL 孔径:50φ 貫通筋:D13	無し
ブ	Ŧ	「鋼板	無し	無し

表-6 せん断試験体の種類

曲げ試験体の形状寸法は,全幅1600mm,全長5200mm, 支間長4800mmとし,構造高は実橋の支間中央の構造高 を想定して400mmと決定した.なお,縦リブは支間方向 に900mmの間隔で2本配置した.

曲げ試験体の種類は、ずれ止め構造の違いによる合成 挙動の違いを確認するため、表4 に示す3 種類とし、同 一の製作条件と形状寸法で、種類ごとに1 体ずつ計3 体 を製作した.なお、試験体名M-SC1において試験体の端 部と支間部でずれ止めを使い分けているが、これは実橋 において支間部でPBLを用いた場合、縦リブフランジの 断面欠損の影響が大きいことから、角鋼ジベルを使用す ることとしているためである.

せん断試験の試験体断面形状を図-7 に,構造諸元を **表-5** に示す.

せん断試験体の形状寸法は,全幅1600mm,全長 2200mm,支間長1800mmとし,構造高は実橋の桁端部の 構造高を想定して350mmと決定した.なお,縦リブは支 間方向に900mmの間隔で2本配置した.

せん断試験体の種類は、構造高が低い場合のPBLの合成効果を確認するため、表-6 に示す2 種類とし、同一の 製作条件と形状寸法で、種類ごとに1 体ずつ計2 体を製作した.

曲げ試験体およびせん断試験体に使用したコンクリートは,最大粗骨材寸法を25mm,目標設計基準強度を 30N/mm<sup>2</sup>とし,その実測圧縮強度は試験直前(材令50日 で現場養生)で33.3N/mm<sup>2</sup>であり,全試験終了後(材令 65日で現場養生)では32.8N/mm<sup>2</sup>であった.

#### b) 試験方法

曲げ試験の試験装置は、図-8 に示す通りである. 試 験体の両端部で下鋼板下面を線状に支持し,試験体中央 に載荷架台を介して1000mmの間隔で2 点線荷重載荷を 行った. なお,試験体の支点位置および載荷架台と試験 体の接触面には,試験体の回転変形を拘束しないように 丸鋼と鋼板で構成した線支承を用い,不陸を吸収するた め組立時にモルタルを施工した.



図-8曲げ試験の試験装置

表-7	曲げ	試験の	載荷	荷重
衣-/	囲り	可以 初史 いう	'車以1円	印里

荷重	サイクル数	対応する応力状態
200 kN	5	RC床版下縁にひび割れが発生する
500 kN	5	RC床版上縁が許容圧縮応力度に達する
800 kN	5	下鋼板下縁が許容引張応力度に達する
1600 kN	5	下鋼板下縁が降伏応力度に達する
1800 kN	-	RC床版上縁が圧縮強度に達する





図-9 せん断試験の試験装置

表-8	せん断試験の載荷荷重
-----	------------

荷重	サイクル数	対応する応力状態
450 kN	5	RC床版下縁にひび割れが発生する
650 kN	5	縦リブウェブが許容せん断応力度に達する
1350 kN	5	縦リブウェブが降伏せん断応力度に達する
2050 kN	5	下鋼板下縁が許容応力度に達する
4450 kN	1	RC床版上縁が圧縮強度に達する

:設計荷重
:終局荷重

試験体には、床版コンクリート上縁、鉄筋、縦リブフ ランジ、縦リブ腹板、下鋼板にひずみゲージを設置しひ ずみの計測を行うと共に、鉛直変位量を計9 台の高感度 変位計(250×10<sup>6</sup>/mm)を用いて計測した.また、載荷 荷重はロードセルを用いて計測した.

載荷方法は,表-7に示す通りである.まず無載荷の状態から計算上床版コンクリートの下縁にひび割れが発生する状態まで荷重を増加させ,この状態から無載荷状態まで除荷する載荷を5回繰り返す.次に,無載荷の状態から床版コンクリート上縁の圧縮応力度が計算上許容圧縮応力度となる状態まで荷重を増加させ,この状態から

無載荷状態まで除荷する載荷を5回繰り返す.以下同様 に、対応する各応力状態を繰り返し、最後に無載荷状態 から、試験体が破壊に至るまで荷重を載荷する.

なお,表-7 には道路橋示方書<sup>3</sup>に準じた設計による応 力状態を併記しており,床版コンクリート上縁が許容圧 縮応力度となる500kNを設計荷重と設定し、床版コンク リート上縁が圧縮強度となる1800kNを終局荷重と設定 した.

せん断試験の試験装置は、図-9 に示す通りである. 試験体の両端部で下鋼板下面を線状に支持し、試験体中 央に載荷架台を介して600mmの間隔で2 点線荷重載荷を 行った.なお、試験体の支点位置および載荷架台と試験 体の接触面には、試験体の回転変形を拘束しないように 丸鋼と鋼板で構成した線支承を用い、不陸を吸収するた め組立時にモルタルを施工した.

試験体には、床版コンクリート上縁、鉄筋、縦リブフ ランジ、縦リブ腹板、下鋼板にひずみゲージを設置しひ ずみの計測を行うと共に、鉛直変位量を計5 台の高感度 変位計(250×10<sup>6</sup>/mm)を用いて計測した.また、載荷 荷重はロードセルを用いて計測した.

載荷方法は,**表**8に示す通りである.まず無載荷の状態から計算上床版コンクリートの下縁にひび割れが発生 する状態まで荷重を増加させ,この状態から無載荷状態 まで除荷する載荷を5回繰り返す.次に,無載荷の状態 から縦リブ腹板のせん断応力度が計算上許容せん断応力 度となる状態まで荷重を増加させ,この状態から無載荷 状態まで除荷する載荷を5回繰り返す.以下同様に,対 応する各応力状態を繰り返し,最後に無載荷状態から, 試験体が破壊に至るまで荷重を載荷する.

なお,表-8には道路橋示方書に準じた設計による応力 状態を併記しており,縦リブ腹板が許容せん断応力度と なる650kNを設計荷重と設定し、床版コンクリート上縁 が圧縮強度となる4450kNを終局荷重と設定した.

## 4. 試験結果

#### (1) 押し抜きせん断試験

各試験体の最大せん断耐力(Qmax)と作用せん断力 と相対ずれ変位量の関係,既往の研究によるPBLの強度 評価式と比較した結果を以下に示す.

ここに、最大せん断耐力は、相対ずれ変位10mm以内 に示した最大荷重(押し抜き試験は2面せん断で行われ るので載荷荷重の1/2である)である.また、作用せん 断力と相対ずれ変位量の関係を示す曲線は、変位制御に よる漸増繰り返し載荷法の各変位ステップでの最大せん 断力のみをプロットして描かれた包絡線である.

表-9 最大せん断の耐力の測定値

TYPE	試験体 No.	最大せん断耐力		
		Qmax		
		kN/鋼板	kN/孔	
PBL-1	1	233.7	116.9	
	2	249.7	124.8	
	3	223.4	111.7	
	平均值	235.6	117.8	
PBL-2	1	451.8	225.9	
	2	372.6	186.3	
	3	534.8	267.4	
	亚齿荷	153 1	226.5	



図-10 せん断耐力-相対ずれ変位量

表-9 に各試験体の最大せん断耐力(Qmax)を示し, 図-10 に作用せん断力と相対ずれ変位量の関係を示す.

ところで、既往の研究において、PBLの合理的な強度 評価式として次式が提案されている.<sup>4</sup>

・貫通鉄筋を有さない場合

$$Q_u = 3.38d^2 \left(\frac{t}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot f_{cu} - 39.0$$
 (1a)

ただし, 22.0 < 
$$d^2 \left(\frac{t}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot f_{cu}$$
 < 194

・貫通鉄筋を有する場合

$$Q_u = 1.45 \left\{ \left( d^2 - \phi_{st}^2 \right) \cdot f_{cu} + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \right\} - 26.1 \quad (1b)$$

$$\hbar \hbar t$$
,  $51.0 < (d^2 - \phi_{st}^2) \cdot f_{cu} + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} < 488.0$ 

ここに、d:孔径、t:フランジ板厚、
$$\phi_{st}$$
:貫通鉄筋径 $f_{au}$ :コンクリート圧縮強度、 $f_{st}$ :鉄筋の引張強度

表-10 強度評価式と試験結果の比較

		せん断耐力		
TYPE 試験体 No.	試験体	試験結果	強度評価式	比率
	No.	Qmax	Qu	Qmax/Qu
		kN/孔	kN/孔	
PBL-1	1	116.9		0.98
	2	124.8	110.0	1.05
	3	111.7	117.0	0.94
	平均值	117.8		0.99
PBL-2	1	225.9		1.17
	2	186.3	103.0	0.97
	3	267.4	175.0	1.39
	平均值	226.5		1.17



図-11 荷重-試験体中央の鉛直変位

次に,試験結果と,強度評価式によるせん断耐力の比 較結果を表-10 に示す.表には,孔1 個あたりの最大せ ん断耐力(Qmax)の測定値と強度評価式によるせん断 耐力の比率を併記する.

貫通鉄筋の無い試験体PBL-1および貫通鉄筋を有する 試験体PBL-2ともに,最大せん断耐力の測定値は強度評 価式によるせん断耐力とほぼ同等か最大で約1.4倍の耐 力を示した.

## (2) SCスラブ橋の静的載荷試験

#### a) 曲げ試験

載荷荷重と試験体中央における鉛直変位の測定値の関 係を図-11 に示す.同図には,試験体の全断面を有効と した場合(以下,全断面有効と呼ぶ),引張応力が作用 するコンクリートを無視した場合(以下,引張領域無視 と呼ぶ)の計算値を併記した.測定値は,設計上床版コ ンクリートの下縁にひび割れが生じる200kNまでは全断 面有効の計算値と一致し,その後,引張領域無視の計算 値に近似した傾きで推移し,設計上下鋼板下縁が降伏応 力に達する1600kN付近から急激にたわみが増加してい る.最終的な破壊形状も,床版コンクリートの上縁が圧 縮破壊に至り計算と一致した.なお,各試験体の終局荷 重は計算上の予測値1800kNの約1.2倍にあたる2100kN前 後であった.

設計上床版コンクリートにひび割れが生じる前の載荷 荷重160kNおよびひび割れ発生後の設計荷重500kNにお ける試験体中央断面のひずみ分布の測定結果を図-12,13 に示す.同図には、全断面有効および引張領域無視の計 算値を併記した.また、測定値に対応するひずみゲージ 位置を図-14 に示す.ひずみの測定値は、ひび割れ発生 前の載荷荷重160kNでは全断面有効の計算値とほぼ一致 し、ひび割れ発生後の設計荷重500kNでは引張領域無視 の計算値とほぼ一致している.



図-12 荷重-試験体中央の鉛直変位



図-13 荷重-試験体中央の鉛直変位



図-14 ひずみゲージ位置



図-15 せん断応力の測定値

#### b) せん断試験

載荷荷重と試験体の支点から載荷点間における縦リブ 腹板のせん断応力の関係を図-15 に示す.同図には,試 験体断面に作用する全せん断力を縦リブ腹板が負担する とした場合の計算値を併記したが,載荷開始から最終的 に試験体が破壊に至るまで,常に縦リブ腹板のせん断応 力の測定値は計算値よりも小さい.なお,設計荷重 650kNにおいて,縦リブ腹板のせん断応力の計算値が 80N/mm<sup>2</sup>であるのに対し測定値は10N/mm<sup>2</sup>程度であり, 試験中の目視においてもRC版のひび割れはほとんど進 行していなかった.

## 5. 結論

(1) 押し抜きせん断試験

SC スラブ橋の実構造を想定した PBL の押し抜きせん 断試験結果から、フランジに設けた PBL のせん断耐力 は、既往の強度評価式で評価できることが明らかになっ た.また、今回の試験体では、低い桁端構造を実現する ため PBL の鉄筋定着長を 160mm としているが、これに 関しても所要のせん断耐力を有することが明らかになっ た.

以上の結果から、本研究で検証した PBL 構造を採用 することにより、実橋で求められる低い構造高の桁端部 に対しても、十分なせん断耐力を有するずれ止め構造が 設計可能であると判断される.

### (2) SCスラブ橋の静的載荷試験

ずれ止めにPBLを採用したSCスラブ橋の性能確認のため、曲げ試験およびせん断試験を実施した結果、以下の知見が得られた.

- 曲げ試験の測定値と計算値はよく一致しており、 構造高の低いSCスラブ橋においても、たわみや曲 げ応力の算出は道路橋示方書が準用できる。
- ② せん断試験では破壊に至るまで縦リブと床版コン クリートがせん断力を分担する傾向があり、全せん 断力を縦リブ腹板のみで負担するとして設計すれば 安全側となるが、より合理的な設計のためにせん断 力の分担機構の解明を今後の課題とする.

参考文献

- 保坂鐵也,平城弘一,牛島祥貴,橘 吉宏,渡辺 滉:孔あ き鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究,構造工学 論文集, Vol.46A, pp.1596-1604, 2000.
- 2)日本鋼構造協会:頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案) とスタッドに関する研究の現状,1996.11
- 3)日本道路協会:道路橋示方書·同解説,2002.
- 4)鋼・コンクリート複合橋梁の最近の進歩、土木学会 鋼構造 委員会、平成13年11月 付録〔孔あき鋼板ジベル設計マニ ュアル(案)、土木学会 鋼構造委員会、平成13年11月〕

## Applying of New Perfobond Strip to Steel-Concrete Composite Slab Bridge

# Kazuo TANAKA, Tatsunori YONEDA, Katsuya EDAMOTO, Koji KITAGAWA, Osamu SHIMADA and Akimitsu KURITA

Steel-Concrete Composite Slab Bridge is generally used at urban area or for bridge replacement, when bridge is required to have low height. Proposed Steel-Concrete Composite Slab Bridge which has lower bridge height has been brought to realisation by using Perfobond Strip as a shear connector. The proposed bridge is called as SC Slab Bridge. At the proposed structure, however, general shape of Perfobond Strip has not been used but Perfobond Strip with directly drilled at flange has been used.

This paper reports two experimental results, which has done with presumed actual structure, such as the push-out test and flexural and Shearing loading tests.