

チャンネル型プレキャスト PC 床版合成桁のずれ止め性能と疲労耐久性

Shear behavior and fatigue performance of composite girder with channel-shaped precast PC deck slabs

山口浩平^{*}, 日野伸一^{**}, 浜田純夫^{***}, 堤忠彦^{****}, 藤本良雄^{*****}, 合田寛基^{*****}

Kohei YAMAGUCHI, Shinichi HINO, Sumio HAMADA, Tadahiko TSUTSUMI, Yoshio FUJIMOTO and Hiroki GODA

^{*} 工修 九州大学大学院, 工学研究科, 博士後期課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)^{**} 工博 九州大学大学院, 助教授, 工学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)^{***} 工博 山口大学, 教授, 工学部 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)^{****} (株)富士ピー・エス, 技術本部設計部 (〒105-0004 東京都港区新橋 4-24-8)^{*****} (株)富士ピー・エス, 福岡支店技術部 (〒810-0001 福岡市中央区天神 2-14-2)^{*****} 九州大学大学院, 工学研究科, 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

A channel-shaped precast PC panel (CPC panel) has been developed for the purpose of increase of the fatigue durability against to the traffic load, and convenience of the fabrication and erection work of deck slabs in steel girder bridges on site. Two experimental studies; the push-out test on CPC panel – H steel joint specimens and the wheel running test on composite steel beam specimens, are presented in this paper. The result of push-out test shows that the bottom uneven shape of CPC panel acts effectively to transfer horizontal shear force between filled up mortar and CPC panel. Also, the result of wheel running test shows that CPC panel system in the composite girder is confirmed to sustain high fatigue durability, and the result of bending static failure test after wheel running test shows that CPC panel plays an effective role as a part of compressive flange of the composite girder up to the ultimate stage.

Key Words : precast PC panel, composite girder, shear behavior, fatigue performance

キーワード: プレキャスト PC 床版, 合成桁, ずれ止め性能, 疲労耐久性

1. はじめに

鋼道路橋のコンクリート床版は, 車輛荷重の増加, 交通量の増大による損傷, 劣化が問題となっており, さらなる耐久性の向上が求められている. これまで高耐久性であるプレキャスト床版は, その結合部施工の煩雑さから非合成桁橋に多く適用されてきたが, 床版の損傷, 劣化などのメカニズムが解明され, また非合成桁橋も実際には合成桁に近い合成挙動をすることが明らかになり, 最近非合成桁として設計することの不合理性が指摘されている.

しかし, 従来のプレキャスト床版(フラット形状やハンチ形状など)を鋼合成桁に適用する場合, スタッドが配置される位置の床版に開口部を設け, 床版と鋼桁間の間詰め部には無収縮モルタルを充填して一体化を図る必要があるため, 床版の製作や施工の煩雑さ, 床版の耐久性に問題が生じる可能性がある. そこで本研究では, それらの諸問題を改善する手段として合理的な床版形状を有するチャンネル

型プレキャスト PC 床版 (CPC 床版: 写真-1) を開発し¹⁾, それを適用した合成桁構造を提案している.

図-1 に CPC 床版を鋼合成桁に用いた場合の断面図を示す. 通常, フラット形状の従来のプレキャスト床版を用いた鋼合成桁の結合部は, 道路橋示方書に基づくスタッドのずれ止めにより設計されるが, 本床版を用いた合成桁の床版と鋼桁間に作用する水平せん断力は, 本床版特有の下面形状によりスタッドと CPC 床版下面のリブ部近傍間詰め部の支圧効果により伝達される.

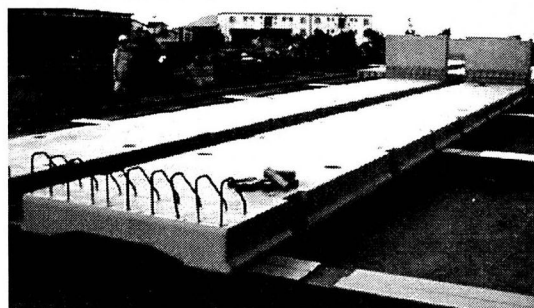


写真-1: CPC 床版

しかしながらこれまで、実橋の合成桁に本床版が採用された場合のずれ止め設計は、従来型の PC 床版と同様の設計手法に則りスタッドをずれ止めとして考慮し、さらに支圧効果については、実橋の約 1/2 モデルの合成桁の曲げ試験を行い、床版下面リブの支圧抵抗によるずれ止め効果を定性的に評価し、その安全性を確認し、間詰め部モルタルに 50N/mm^2 の無収縮モルタルを使用し、施工性を考慮しその打設幅は鋼桁上フランジ全幅として施工しているのが現状である²⁾。

そこで本研究では、床版リブ形状、間詰め部打設幅など支圧効果の定量的評価を行い、結合部の合理的な設計手法を提案することを目的として 2 面押抜きせん断試験、2 主鋼合成桁の輪荷重走行試験、同試験終了後に曲げ破壊試験を行い、結合部のずれ止め性能、疲労特性および破壊メカニズムを検証した。

2. 2 面押抜きせん断試験によるずれ止め性能の検討

2.1 目的および試験方法

本構造は、間詰め部と鋼桁間(接合面 A: 図-1)はスタッド、床版と間詰め部間(接合面 B: 図-1)は間詰め部の支圧効果によりずれに対して抵抗する構造である。スタッドのずれ止め性能については既に多くの研究がなされており、スタッド径、高さ、コンクリート強度をパラメータとした許容および終局せん断耐力も定式化されている。また、著者らは先に支圧効果の有無を評価するために 3 種類の試験体による 2 面押抜きせん断試験を行い、支圧耐力の定性的な評価を得ている³⁾。しかしながら、支圧効果によるずれ止め性能は未解決の部分が多く合理的な設計ができない

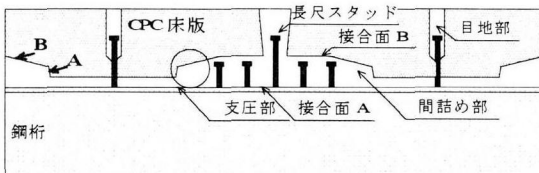


図-1: CPC 床版を用いた鋼合成桁の断面図

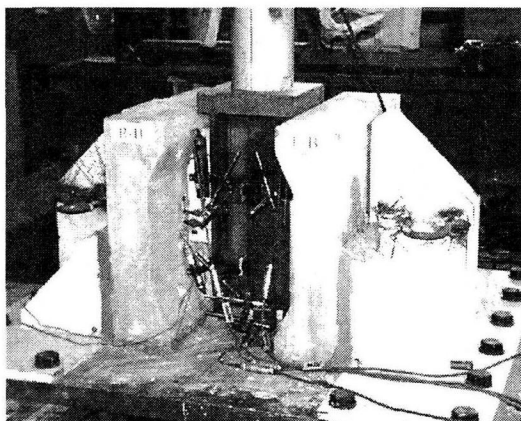


写真-2: 2 面押抜きせん断試験状況

い状況を鑑み、結合部に着目した 2 面押抜きせん断試験を行い、支圧効果の定量的評価を行った。

写真-2 に試験状況、図-2 に試験体概略図を示す。本試験では床版と間詰め部間でずれを生じさせ支圧効果によるずれ止め性能を評価するため、同図に示すように全スタッドを間詰め部内に群配置し、その本数は $\phi 19$, H50 を片面に 5 本/列 $\times$ 2 列 = 10 本とし、スタッド耐力は接合面 B の支圧耐力よりも十分に大きな値とした。なお、接合面 B の支圧耐力は、間詰め部打設幅(w : 150mm) $\times$ リブ高(t : 25mm) $\times$ 間詰め部モルタル強度(f_c : 50N/mm^2) として算出した。

CPC 床版には、図-1 に示すように A, B の 2 つのリブ(傾斜面)があり、設計上リブ A による支圧効果を積極的に考慮すると、リブ A とリブ B との接点(折れ曲がり点)からひび割れが生じ床版端部のせん断破壊が懸念される。したがって、接合面 B のずれ止めの設計は、リブ B のみの支圧効果を考慮することとしている。実橋では、リブ B に加え、リブ A と床版中央部の間詰め部モルタル打設孔に配置した長尺スタッドもせん断力の一部に抵抗するので、実橋の安全率はさらに大きなものとなっている。

試験体は、打設幅、リブ高、傾斜面長をパラメータとした計 7 タイプであり、各タイプ 2 体の同一試験体を製作し試験を行った。表-1 は試験体寸法、間詰め部モルタル強度、支圧耐力を示している。なお、リブ B の支圧効果を検討するために、リブ A は省略した床版形状とした。試験体 B の床版形状、打設幅は、実橋と相似形で、かつ 3. の桁モデルと同様の基準試験体であり、全試験体とも床版コンクリート、間詰め部モルタル強度は実橋と同様の 50N/mm^2 とした。

載荷は鋼桁上面から行い、床版と鋼桁間のずれが急増するまでは繰り返し載荷を行い、その後は破壊に至るまで漸増載荷を行った。両接合面のずれは、試験体の高さ方向の中間位置(図-2)で左右、前後の計 4 箇所計測した。

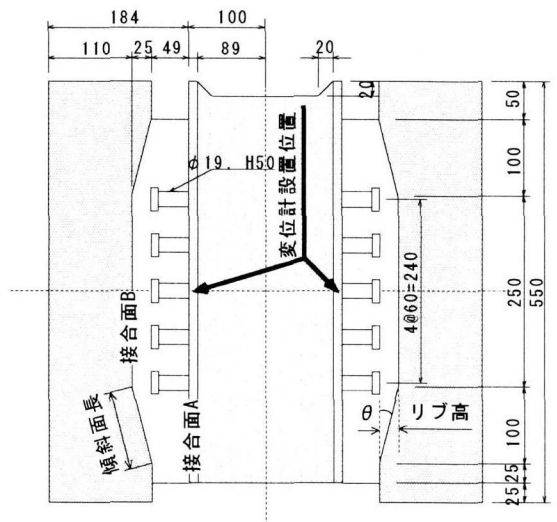


図-2: 2 面押抜きせん断試験体概略図(Type I B)

表-1: 試験体の種類と諸元

Type	打設幅 w [mm]	リブ高 t [mm]	リブ角 θ	傾斜面長 l [mm]	支圧面積* A [mm ²]	間詰め部強度 fc' [N/mm ²]	支圧耐力** Qu [kN]	特徴
I	A	100	14°	103	2500	56.2	141	床版形状は同一で、打設幅により支圧面積を変化。
	B	150			3750	60.9・56.2	228・211	
	C	200			5000	56.2	281	
II	A	150	7°	103	1950	74.1	144	打設幅は一定で、リブ高により支圧面積を変化。
	B		14°		3750	(60.9・56.2)***	(228・211)***	
	C		26°		6750	84.1	568	
III	A	25	7°	205	3750	84.1	315	打設幅、リブ高は等しく支圧面積は一定であるが、傾斜面長を変化。
	B		14°	103		(60.9・56.2)***	(228・211)***	
	C		26°	57		84.1	315	

*支圧面積=打設幅×リブ高, **支圧耐力=支圧面積×間詰め部強度, ***Type II B, III B は Type I B と同一試験体である。

表-2: 試験結果

Type		支圧面積 A [mm ²]	間詰め部強度 fc' [N/mm ²]	計算値	試験値		Qc / Qmax	Qmax / Qu
				支圧耐力 Qu [kN]	限界耐力** Qc [kN]	最大耐力 Qmax [kN]		
I	A	2500	56.2	141	-	-	-	-
	B	3750	60.9	228	113	196	0.58	0.86
			56.2	211	145	221	0.66	1.05
	C	5000	56.2	281	146	282	0.52	1.00
II	A	1950	74.1	144	196	261	0.75	0.93
					192	206	0.93	1.42
	C	6750	84.1	568	174	197	0.88	1.35
					170	531	0.32	0.93
III	A	3750	84.1	315	196	526	0.37	0.93
					268	299	0.90	0.95
	C	3750	84.1	315	346	349	0.99	1.11
					172	367	0.47	1.16
					172	346	0.50	1.10

*搬入時に床版と間詰め部間で付着切れを起こし、試験不可能となった。、**ずれが急増する時の限界耐力。

2.2 結果および考察

図-3 は、試験結果の一例として Type II の床版と鋼桁間の荷重-ずれ曲線を示している。同図より、リブ角が大きい($\theta=26^\circ$) Type II C はずれが約 0.2mm で傾きが緩やかになり、その後もずれ量の増加とともに荷重も増加しながら 531kN で最大耐力となった。それに対して、リブ角が小さい($\theta=7^\circ$) Type II A は Type II C と同様にずれが約 0.2mm で傾きが緩やかになるが、それ以上の顕著な耐力増加がないまま 197kN で最大耐力に至った。なお、それ以降の荷重の保持は試験体下部の開き止め(写真-2 参照)の拘束力による摩擦抵抗によるものであるため、最大耐力の結果に反映させないように配慮した。以上のずれ挙動は、他のタイプの試験体についてもほぼ同様に認められた。すなわち、リブ角が小さい Type II A, III A ではずれが急増し始める時の限界荷重と最大耐力はほぼ同等であり、破壊に対する安全率が小さいことを示唆している。破壊は、いずれの試験体も支圧部近傍の間詰め部にひび割れが発生し、その後急激にずれが生じることによるモルタルの破壊である。実橋ではアップリフトに抵抗するために目地部および打設孔に長尺スタッドを床版内に貫入させているが、本試験ではスタッドによるずれ止め機構を除去したため、急激な破壊が起こったと考えられる。なお、その時のずれ量はほとん

どの試験体で 0.2mm 前後であった。

表-2 に試験値である最大耐力(Q_{max})およびずれが急増した時の限界耐力(Q_c)を、図-4 に試験体ごとの Q_c/Q_{max} の分布を示す。同図より、基準試験体である Type I B の平均は約 0.6 であるが、これは最大荷重の約 60%までは荷重-ずれ曲線がほぼ直線であったことを意味している。Type I B を基準として考察すると、リブ角が大きい Type II C, III C はいずれも最大耐力に対する限界耐力の比がそれぞれ約 0.35, 0.5 と小さく、ずれが生じた後も荷重は増加し

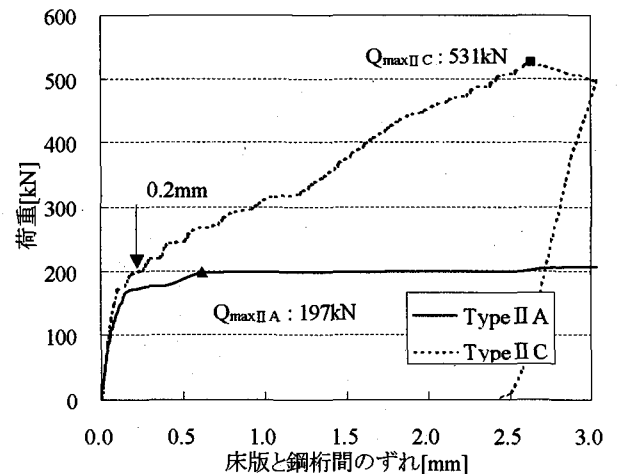


図-3: 荷重-ずれ曲線

つつ変形が進行し、急激な破壊が起こらないことを示している。それに対して、リブ角が小さい Type II A, III A の値はほぼ 1.0 であり、ずれが生じたと同時に破壊に至る危険な結果となった。また、打設幅が大きい Type I C は結果にばらつきがあった。

以上より、脆性的な破壊性状を示した Type II A, III A を除くと、設計上重要な間詰め部の限界耐力は、終局耐力に対して $Q_c / Q_{max} = 0.4 \sim 0.6$ に近似でき、実橋での間詰め部のずれ止めとして、さらに鉛直接合面(図-1 のリブ A)や長尺スタッドが機能することを考慮すると、CPC 床版下面リブ部の支圧抵抗を限界耐力 $Q_c = 0.5Q_u$ として設計に適用すれば、ずれ止めとして十分に安全に機能することがわかった。なお、スタッドのずれに対する限界強度は既往の研究結果に基づき 0.5 とされている⁴⁾。

次に、最大耐力 Q_{max} と支圧耐力 Q_u の比については、表-2 に示すように多少のばらつきがありタイプによっては 1 未満のやや危険側評価のものもあるが、ずれ止め強度としてこの支圧耐力による評価がほぼ妥当な結果を示していることがわかる。図-5 は全試験体の Q_{max} / Q_u の比を示したものであり、 $0.8 < Q_{max} / Q_u < 1.2$ の範囲にあることが確認された。

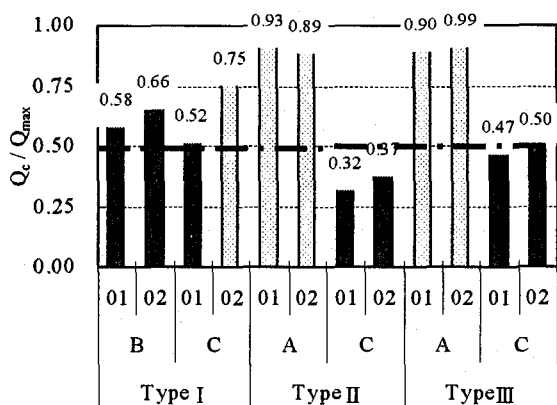


図-4：限界耐力と最大耐力の比

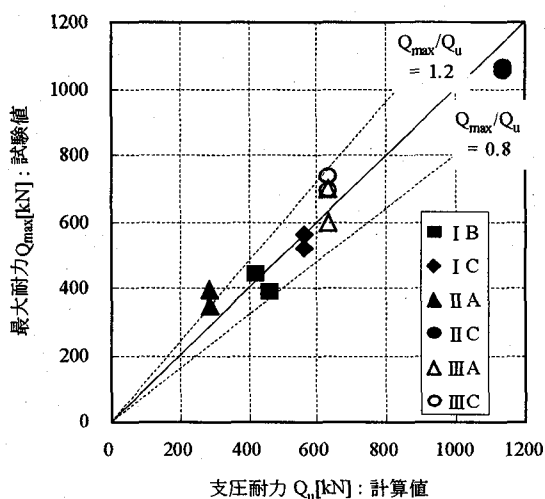


図-5：最大耐力と支圧耐力の比較

また、接合面 A のスタッドのずれ止め耐力を計算すると約 1000kN であり、基準試験体である Type I B の本試験より得られた接合面 B のずれ耐力は約 200kN と接合面 Bの方が接合面 A に比べて小さいが、実際の CPC 床版では本試験体では省略したリブ部(図-1 のリブ A)および床版中央部の長尺スタッドも水平せん断力の一部に抵抗することから、接合面 B の支圧耐力は、接合面 A のずれ耐力と同等以上であると推測される³⁾。

以上より、CPC 床版を鋼合成桁に適用する場合、間詰め部-鋼桁間のスタッド配置に対しては道路橋示方書のずれ止めの設計式を用いて、また、床版-間詰め部間のずれ止めに対しては、支圧抵抗をずれ止めの一部として取り入れて、限界耐力を考慮した設計を行うのが合理的である。

3. 輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討

3.1 試験方法

本章では、結合部の疲労耐久性を検証するため、実橋を想定した 2 主鋼合成桁を製作し輪荷重走行試験を行った。

図-6 に試験体概略図を、写真-3 に試験状況を示す。本試験に用いた CPC 床版は、パネル下面の凹部形状は実橋と同様で、版厚、床版幅、床版下面と鋼桁との間隔、リブ高は、実橋の約 1/2 スケールとし、スタッド寸法、配置は輪荷重による水平せん断力に対して決定した。また、断面の中立軸位置が実橋と一致するように鋼桁の大きさを調整し、その位置を鋼桁上フランジ内とした。床版支間方向のプレストレスは、床版 1 枚あたり PC 鋼より線 1S12.8 を 6 本配置している。

試験体の製作手順は、通常のプレキャスト床版を用いた鋼合成桁と同様であり、まず鋼桁上に床版を設置後、床版間の目地部に無収縮モルタルを打設し、橋軸方向に 9 本配置した PC 鋼線 1S21.8 により床版を一体化した。その後、間詰め部に無収縮モルタルを充填し床版と鋼桁を合成した。表-3 はプレストレス導入直後および設計活荷重(輪荷重 150kN 載荷)時の床版の上、下縁の応力度を示しており、床版支間方向はパーシャルプレストレス、橋軸方向はフルプレストレスとして設計した。主桁上のスタッド配置は道路橋示方書のずれ止めに準じて決定し、橋軸方向の床版 1 パネルあたりに $\phi 19$, H60mm を 4 列(床版下面の凹部)、 $\phi 19$, H150mm を 2 列(床版中央部および目地部)配置し、それらを橋軸直角方向に 2 列配置した。

間詰め部には実橋では 50N/mm^2 以上の高強度モルタルを使用するが、本試験では 2. の結果を踏まえ載荷回数の増加にともなう間詰め部モルタル強度の疲労低下を考慮するために、S-N 曲線から疲労破壊までの繰返し回数を推定し⁵⁾、 20N/mm^2 の低強度モルタルを使用し、その打設幅は 150mm とした。表-4 は、床版コンクリート、間詰め部および目地部モルタル、鋼桁、PC 鋼線の材料試験結果を示している。

試験は山口大学所有の輪荷重走行試験機を用いて行った。輪荷重を床版中央位置上に、支間 4.0m の中央部から両側に 1800mm の範囲で橋軸方向に移動させ載荷した。輪荷重は、タンデムの 2 軸重 300kN の重交通を想定して 150kN の輪荷重を載荷した。載荷回数は 50 万回、載荷速度は約 2.2km/h である。

3.2 結果および考察

図-7 は、床版中央位置に載荷した場合の床版および桁のたわみの変化を示している。同図より、両者とも載荷回数の増加にともなうたわみの変化は見られないことがわかる。また、同図中に静的な輪荷重

表-3：緊張直後および輪荷重走行時の床版の応力度

	床版支間方向		橋軸方向	
	緊張直後	載荷時	緊張直後	載荷時
上縁	-0.42	10.8	2.98	13.8
下縁	15.2	-0.89	13.7	2.89

(+ : 圧縮, - : 引張) [N/mm²]

表-4：材料試験結果

(a)：床版、間詰め部および目地部モルタル

	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	ポアソン比
床版コンクリート	61.8	3.72×10^4	0.22
間詰め部モルタル	19.0	1.01×10^4	0.23
目地部モルタル	54.1	2.29×10^4	0.25

(b)：鋼桁、PC 鋼線

	引張強度 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	ポアソン比
鋼桁	463	301	2.04×10^5	0.28
PC 鋼線	1567	1438	1.94×10^5	-

載荷時の 3 次元 FEM 線形解析結果を点線で示しているが、試験値とほぼ一致していることがわかる。なお、図-8 に示すように対称条件を考慮して 1/4 モデルを解析した。床版および間詰め部は 8 節点ソリッド要素、鋼桁は 8 節点薄肉シェル要素、PC 鋼線は 2 節点棒要素を用いた。なお、輪荷重は床版中央への点載荷とした。

図-9 は、床版-鋼桁間の水平方向のずれの変化を示している。Panel A, B は、それぞれ支間中央位置および支点位置(図-6(c))の床版である。同図より、ずれはわずかな増減はあるものの試験終了時でもその値は約 0.03mm 以下であることがわかる。2. より、床版と鋼桁間のずれは約 0.2mm を超えてから急激に増大し次第に合成度を消失することが確認されているため、0.03mm 程度のずれであれば十分に合成桁として挙動することは明らかである。

間詰め部のひび割れ発生は確認されず、床版と間詰め部

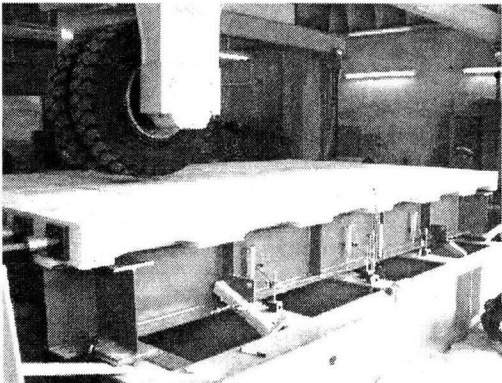


写真-3：輪荷重走行試験状況

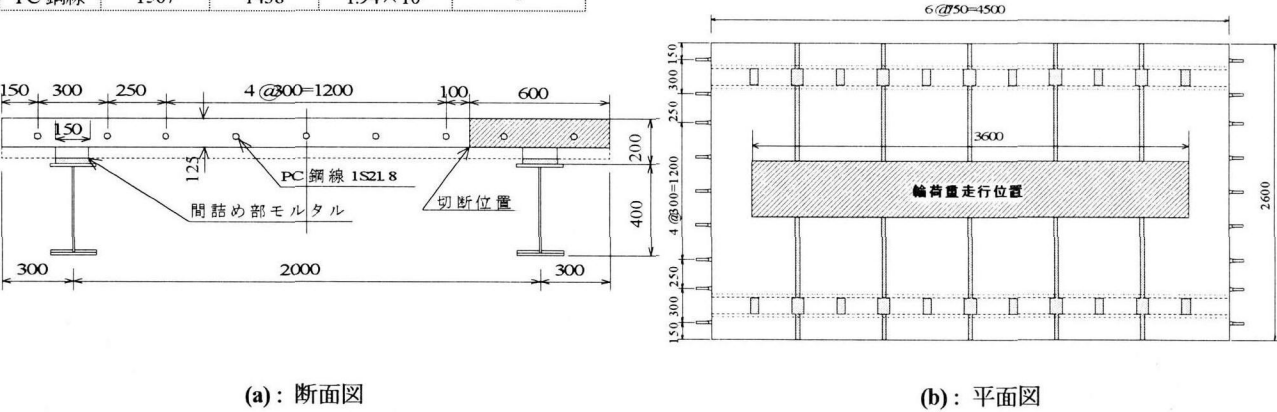


図-6：2 主鋼合成桁試験体概略図

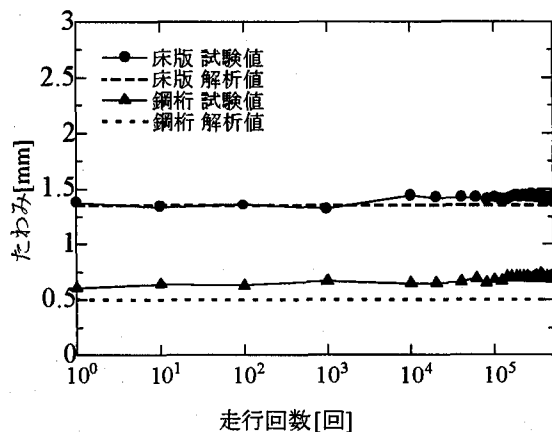


図-7: たわみの変化

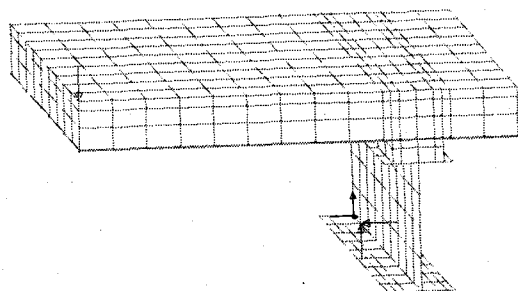


図-8: 解析モデル

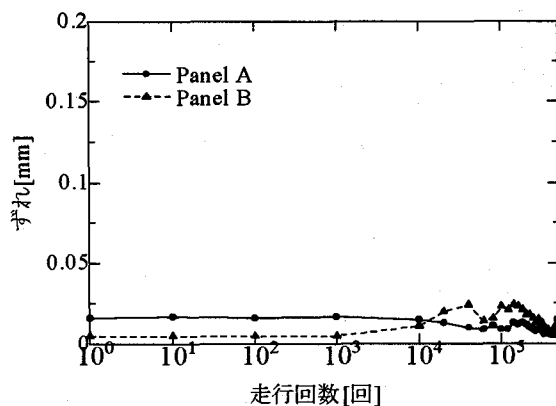


図-9: ずれの変化

間に作用する水平せん断力に対しては、リブ部の支圧面積と間詰め部モルタル強度で表されるとして間詰め部打設幅を決定した本構造において、十分な合成度を有することが確認された。また、間詰め部モルタル強度の疲労低下を考慮して支圧部へのひび割れを予想したが、目地部のスタッドおよび床版中央位置の長尺スタッドも水平せん断力の一部に抵抗したことにより、支圧部モルタルに作用する水平せん断力が低減されて、ひびわれが発生しなかったものと考えられる。

4. 曲げ破壊試験による合成挙動および破壊メカニズムの検討

4.1 試験方法

輪荷重走行試験終了後、床版を床版端部から 600mm 位置で橋軸方向に切断し(図-6(a))、床版幅 600mm の合成桁を 2 体(Type I, Type II)切り出し曲げ破壊試験を行った。Type I, Type II とも同一形状の試験体であるが、Type I は切断後さらに鋼桁直上での輪荷重走行試験を行い、その後曲げ破壊試験を行った。Type II は、切断後に曲げ破壊試験を行った。載荷は支間中央 1 点載荷とし、設計荷重(鋼桁下縁応力度が許容曲げ応力度に達する時の荷重)まで 2 回繰り返し載荷を行い、その後破壊まで漸増載荷した。

4.2 数値解析

試験結果に対する評価の妥当性を検証するために、2 次元弾塑性 FEM 解析を行った。試験体の対称性を考慮して解析モデルは 1/2 対称モデルとし、床版、間詰め部、鋼用いて非線形挙動であるずれ特性を考慮し、接合面の要素間の接触条件は圧縮力のみ伝達するものとし、水平せん断力はスタッドおよび支圧部で伝達されるようにモデル化した。床版コンクリート、間詰め部モルタルの圧縮域の応力-ひずみ関係は、道路橋示方書に定義されるコンクリートの応力-ひずみ関係を用いているが、解析上、線形弾性領域を定義する必要があるため、圧縮強度の 1/3 までは直線、その後は道式を適用した。また、引張域はひび割れ発生までは線形弾性、ひび割れ発生後は直線ひずみ軟化(その傾きは初期ヤング係数の 1/10)とし、ひび割れ特性を考慮した。鋼桁、PC 鋼棒は、ひずみ硬化係数を 0.01 としたバイリニアモデルとした。

4.3 結果および考察

図-10 は、荷重-たわみ曲線を示している。同図より、設計荷重の 1.7 倍の約 750kN までは線形挙動を示しており、両試験体の最大荷重は、Type I : 1035kN, Type II : 1081kN とほぼ等しく、表-5 に示す設計上の曲げ終局耐力(1070kN)および FEM 解析値(1023kN)とほぼ一致していることがわかる。なお、同表中の曲げ終局耐力は、完全合成断面として算定したものである。また、両試験体とも各荷重段階の曲げ剛性は同様の挙動を示していることから、Type I は桁の輪荷重走行試験後の残存性能も十分に有していること、また FEM 解析によるたわみ性状も試験結果と精度良い一致が得られたことがわかる。

図-11 は、接合面 A, B のそれぞれのずれを、表-6 はスタッド耐力、支圧耐力に基づき算定した終局せん断耐力とその時の作用荷重を示している。同図より、両接合面とも同表に示す終局せん断耐力時の作用荷重を超えてからずれが急激に増大していることがわかる。また、2 面押抜きせん断試験ではずれは約 0.2mm に達すると急激に増大し

ており、曲げ破壊試験時に接合面のずれが 0.2mm に達した時の荷重を同図中に記している。その値は、接合面 A は約 700kN、接合面 B は約 500kN であり、表-6 に示す計算上の両接合面の終局せん断耐力時の作用荷重とほぼ一致していることがわかり、このことは支圧耐力の評価法の妥当性を示唆するものである。

図-12 は、載荷点直下の床版上縁、鋼桁下縁の荷重-ひずみ

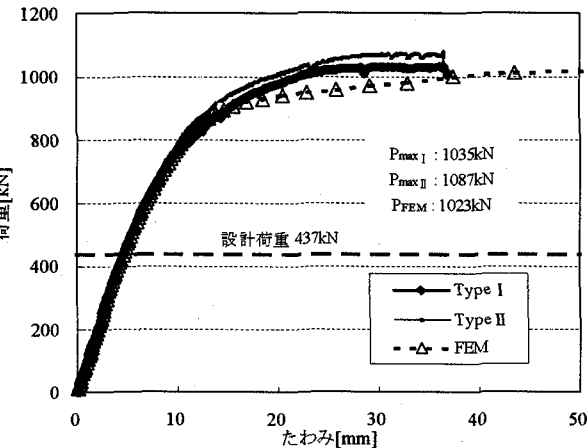


図-10：荷重-たわみ曲線

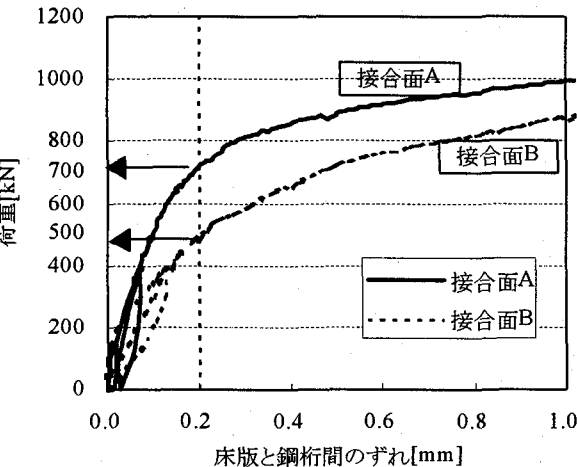


図-11：荷重-ずれ曲線

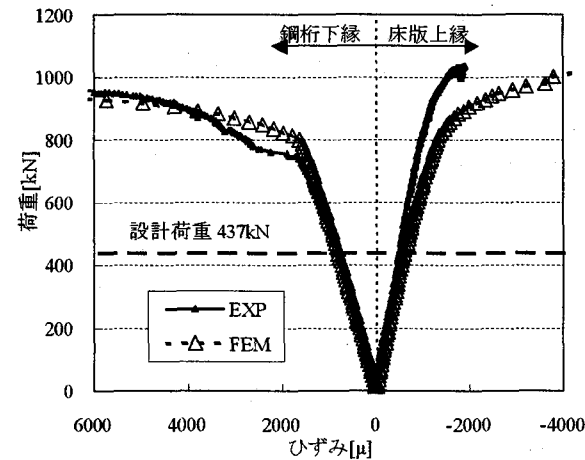


図-12：荷重-ひずみ曲線

み曲線を示している。破壊はまず鋼桁が降伏し、間詰め部にひび割れが発生、進展し次第に合成度を消失し、その後床版が圧壊して破壊に至った。床版上縁ひずみについては終局状態での FEM 解析値は試験値よりも大きいが、終局時の床版上縁は完全に圧壊したのが目視により確認できたことを考えると、FEM 解析値は妥当な結果であると考えられる。鋼桁下縁については精度良くシミュレートできていることがわかる。

図-13 は、間詰め部のひび割れ状況を示している。曲げ変形にともない床版は鋼桁より支点側へ変位するため、間詰め部の支圧部は載荷点側のリブ部近傍であり、同図中の○で囲んだ間詰め部にひび割れが集中していた。また、支圧部の反対側のリブ部近傍は、床版と間詰め部間に開きが確認された。図-14 は FEM 解析による荷重約 870kN 時の合成桁の応力分布を示している。間詰め部モルタルの応力を照査するため最大 20N/mm² までの応力を表示している。そのため、鋼桁にはそれ以上の応力が発生しているため応力コンターが表示されていない。同図より、リブ部近傍の支圧部にせん断力伝達による応力が発生していること、スタッド近傍の間詰め部には周辺部よりも大きな応力が作用していることが確認でき、また、荷重の増加にともない間詰め部モルタルが圧壊していく状況が詳細に確認できた。このことにより、CPC 床版特有の形状が、水平せん断力に対して有効に作用していることがわかる。試験終了後にスタッド位置で試験体を橋軸方向に切断し、その支圧部近傍の破壊状況を写真-4 に示す。同写真より、スタッド近傍の間詰め部は圧壊しており、支圧部には水平方向のひびわれが見受けられる。

表-5：設計荷重，終局耐力

Type	計算値		FEM	試験値	P_{max}/P_{FEM}
	設計荷重 P_d [kN]	終局耐力 P_u [kN]	終局耐力 P_{FEM} [kN]	最大荷重 P_{max} [kN]	
I	437	1070	1023	1035	1.01
II				1081	1.06

表-6：接合面の終局せん断耐力

	終局せん断耐力 q [kN/cm]	作用荷重 P [kN]
接合面 A	7.40 (スタッド)	616
接合面 B	4.48 (スタッド+支圧効果)	373

* 終局せん断耐力 q 作用時の荷重：式(1)により算出⁹⁾

$$q = A_c \times a_c / (n \times I_v) \times P / 2 \tag{1}$$

A_c ：床版断面積

a_c ：床版と合成桁との図心間距離、

n ： E_s/E_c

I_v ：合成桁の断面 2 次モーメント

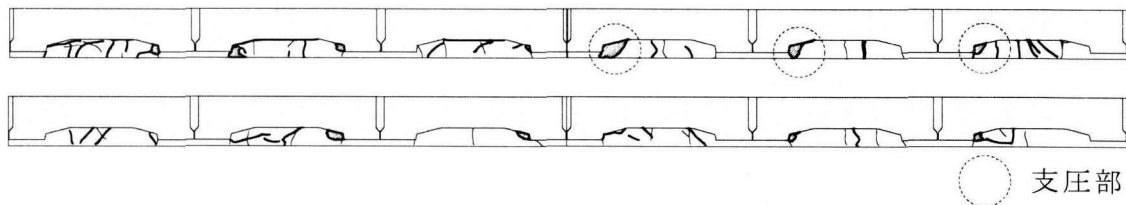


図-13：ひび割れ図(上：Type I，下：Type II，太線：表面，細線：裏面)



写真-4：床版，間詰め部の切断面

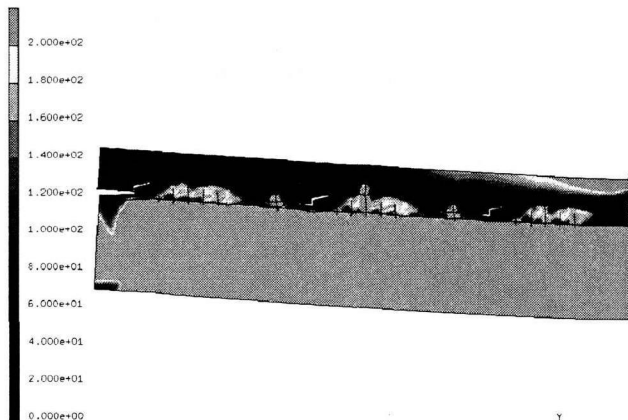


図-14：間詰め部の主応力分布図(FEM 解析結果)

5. まとめ

本研究では，CPC 床版鋼合成桁の床版リブ部の支圧効果によるずれ止め性能を明らかにし，結合部の合理的な設計手法を提案することを目的として，支圧耐力の定量的評価のための 2 面押抜きせん断試験および結合部の疲労特性，ずれ止め性能に着目した 2 主鋼合成桁の輪荷重走行試験，その後の曲げ破壊試験を行った．得られた結果は以下のようにまとめられる．

- (1) 2 面押抜きせん断試験の結果，床版パネルと間詰め部間のずれ性能は，床版下面リブ部の支圧面積と間詰め部モルタル強度の積である支圧耐力 Q_u を考慮し適切に評価できること，また，ずれが 0.2mm 付近で急増する時の限界耐力 $Q_c = 0.5Q_u$ を用いて間詰め部のずれ止め設計を行うのが妥当であることがわかった．
- (2) 輪荷重走行試験の結果，間詰め部には 20N/mm² の実橋よりもかなり低強度のモルタルを充填し，その充填幅は上フランジ全幅より小さい 150mm として支圧部モルタルにひび割れ発生を想定したが，間詰め部モルタル強度の疲労低下が小さかったこと，床版中央部，目地部に配置された長尺スタッドが水平せん断力の一部に抵抗したため，間詰め部にひび割れは発生せず，変形状態に変化がなかった．試験終了時の床版と鋼桁間のずれは，2 面押抜きせん断試験より得られた合成効果を消失し始めるずれ量よりも非常に小さかったため，本合成桁は十分な疲労耐久性を有していることがわかった．
- (3) 曲げ破壊試験の結果，両接合面のずれはスタッドおよびリブ部の支圧効果に基づき算出したずれ耐力を超えてから急激に増大し，破壊に対しても十分な安全率を有していることがわかった．

以上より，CPC 床版を鋼合成桁に適用する場合，間詰

め部-鋼桁間のずれ止めは道路橋示方書のずれ止めの設計式を用いて，床版-間詰め部間のずれ止めは間詰め部の支圧抵抗に基づく限界耐力を考慮して設計すれば，十分な疲労耐久性を有した合理的なずれ止め性能を発揮することが明らかにされた．

参考文献

- 1) 真鍋英規，寺田光太郎，曾田信雄，伊藤正人：チャンネル形状プレキャスト PC 床版の鋼橋への適用，プレストレストコンクリート技術協会，第 4 回シンポジウム論文集，pp.171-176，1994
- 2) 日野伸一ほか：チャンネル型プレキャスト PC 床版を用いた鋼合成桁橋の曲げ疲労特性，第 9 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.377-380，1999
- 3) 日野伸一ほか：CPC 床版を用いた鋼合成桁の輪荷重走行試験による疲労・曲げ破壊特性，第 10 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.337-340，2000
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針(Part B 合成構造物)，1997
- 5) N.K.RAJU：Comparative Study of the Fatigue Behavior of Concrete, Mortar, and Paste in Uniaxial Compression, ACI JOURNAL, June, 1970
- 6) 寺田博昌ほか：新しい合成構造と橋，NCB 研究会編，山海堂，1996

(2000 年 9 月 14 日 受付)