

(43) 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼開断面箱桁複合ラーメン橋剛結部に関する 実験的研究

Experimental study on rigid connection using perfobond strips for hybrid rigid frame bridge with a three-sided steel box girder

高嶋 豊*, 佐々木保隆**, 皆川昌樹***, 池田憲二****
Yutaka Takashima, Yasutaka Sasaki, Masaki Minakawa, Kenji Ikeda

- * 工修, (株)横河ブリッジ, 技術本部 技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)
** 工博, (株)横河ブリッジ, 技術本部 技術研究所 所長 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)
*** 独立行政法人 北海道開発土木研究所, 構造部 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸一条 3-1-34)
**** 独立行政法人 北海道開発土木研究所, 構造部 構造研究室 室長 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸一条 3-1-34)

This paper describes the structural characteristics and the stress condition at rigid connections of three-sided steel box girder and RC pier. Performance of three types of rigid connection (reinforcement penetration type, bearing plate type and double composite type) was compared by experiment using scale models. The elastic loading test and FEM analysis was carried out in order to investigate the mechanism of the elastic stress flow in the region of rigid connection. Furthermore, the static cyclic loading test was conducted to evaluate the ultimate strength and failure mode and to obtain the experimental data to establish the design methods of rigid connections.

Key Words: hybrid rigid frame bridge, three-sided steel box girder, rigid connection, perfobond strip

1. はじめに

連続桁の中間支点において鋼桁とRC橋脚とを剛結した複合ラーメン橋は、構造の合理化、省力化、耐震性の向上、およびコスト縮減を可能にする構造形式として注目され、近年、研究および実構造への適用が盛んに行われている。一方、建設コストの縮減、施工の省力化、工期の短縮を目的に開発された開断面箱桁橋は、合理化構造の一つとして施工実績が増加している。著者らは、これら二つの形式を組み合わせることにより、より合理的な構造形式が実現可能であると考え、開断面箱桁の複合ラーメン橋を開発することとした¹⁾。複合ラーメン橋に開断面箱桁を組み合わせた橋梁は、海外で数橋の施工例²⁾があるものの、その設計手法については報告されておらず明らかではない。

本検討は、開断面箱桁複合ラーメン橋の実現に向け、構造上最も重要となる鋼桁とRC橋脚との剛結部の力学的特性について検討し、応力状態および応力伝達機構の把握、さらにその安全性を検証するものである。開断面箱桁を勘案し想定した3種類の剛結形式(鉄筋貫通形式、支圧板形式、二重合成形式)について、それぞれの剛結部の実験供試体を設計・製作し、これらを用いた弾性載荷実験および供試体のFEM解析によって、弾性範囲内における応力伝達機構の把握を行った。さらに、交番載荷による耐荷力実験を行うことで終局状態における耐荷

力特性および破壊性状を確認するとともに、構造の違いによる耐荷力特性の差異を把握し、剛結部の設計方法確立に向けての基礎データを収集した。

2. 剛結部の構造

本検討で提案する剛結構造は、孔あき鋼板を鋼とコンクリートのずれ止め構造として用いる形式³⁾である。RC橋脚柱頭部を鋼主桁とダイヤフラムで包み込む構造とし、ダイヤフラム間に2枚の孔あき鋼板ダイヤフラムを設置する。剛結部においては鋼板がRC断面の帯鉄筋の役割を果たすことから、剛結内部のせん断補強筋は一切設置せず、施工の簡略化を図る。孔あき鋼板ダイヤフラムは鋼桁とRC橋脚との力の伝達の機能を果たすとともに、剛結部コンクリートの拘束度の向上が期待される。

開断面箱桁であることを勘案し、表-1に示す3タイプの剛結構造について検討を行った。TYPE-1は橋脚主鉄筋が下フランジを貫通する構造であり、下フランジの下面にスタッドジベルを設置した。TYPE-2は下フランジをRC橋脚前面で切断し、支圧板を設けた構造である。TYPE-3はTYPE-2と同様に下フランジをRC橋脚前面で切断した構造であるが、下フランジにコンクリート床版(以下、下コンクリート床版)を合成させた二重合成形式とした。二重合成断面とすることにより、鋼部材のスリム化が可能となるほか、支圧面積の増大に伴い

表-1 提案する鋼開断面箱桁複合ラーメン橋の剛結構造

供試体タイプ	TYPE-1 (ドフランジ鉄筋貫通形式)	TYPE-2 (ドフランジ支圧形式)	TYPE-3 (二重合成形式)
剛結構造の概略図			
特徴	1) R.C.橋脚主鉄筋を鋼製箱桁内部に貫通し、箱桁内剛結部にコンクリートを充填する。 2) 孔あき鋼板ダイヤフラムから、充填コンクリートに定着された鉄筋にせん断力を伝達する。 3) 剛結部内部にせん断補強鉄筋を設置しない。	1) ドフランジをR.C.前面で切断し、ドフランジ圧縮力を支圧としてR.C.橋脚に伝達する。 2) 支圧板を兼用するダイヤフラム間の孔あき鋼板ダイヤフラムにより、せん断力を伝達する。 3) 剛結部内部にせん断補強鉄筋を設置しない。	1) 下フランジをコンクリートとの合成断面とし、R.C.前面で切断し、フランジ圧縮力を鋼板及びコンクリートから支圧としてR.C.橋脚に伝達する。 2) 支圧板を兼用するダイヤフラム間の孔あき鋼板ダイヤフラムにより、せん断力を伝達する。 3) 剛結部内部にせん断補強鉄筋を設置しない。

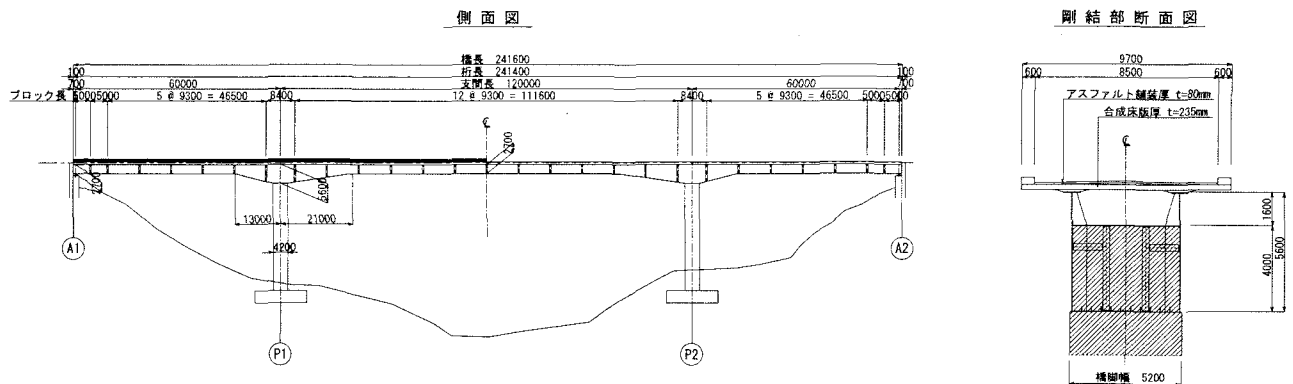


図-1 試設計を行った鋼開断面箱桁複合ラーメン橋の一般図 (単位: mm)

TYPE-2 で設けた支圧補強リブが省略され構造の簡略化が計られるなどのメリットが挙げられる。下フランジ縦リブを孔あき鋼板とすることにより下コンクリート床版と合成させることとした。

3. 実験概要

3.1 実験供試体

図-1 に示す試設計橋梁の設計計算結果に基づいて、剛結部供試体の設計を行った。実験供試体の縮尺は、載荷装置の能力を勘案して実構造の1/8とした。実験供試体のR.C.橋脚断面図を図-2 に、各供試体の剛結部詳細図を図-3 に示す。また、R.C.橋脚に用いたコンクリートの配合を表-3 に、載荷実験当日の材料特性値を表-2 に示す。ここで、TYPE-1,2 と TYPE-3 で配合が異なるのは、供試体の製作時期が約1年ずれたためであるが、共にコンクリートの設計基準強度 $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$ を満足する

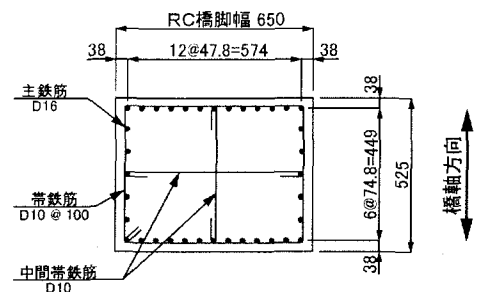


図-2 供試体R.C.橋脚断面図 (単位: mm)

表-2 供試体の材料特性値

		普通コンクリート	
		[N/mm ²]	圧縮強度 ヤング係数
コンクリート	TYPE-1	RC橋脚	37.0 2.18×10 ⁴
	TYPE-2	RC橋脚	45.4 2.36×10 ⁴
	TYPE-3	RC橋脚	33.3 2.75×10 ⁴
		下床版	30.0 3.37×10 ⁴
鉄筋		SD345	
鋼板		SM490	

表-3 コンクリートの配合

供試体タイプ	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水粉体比 W/B (%)	空気量 (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
						水 W	粉体 B		粗骨材 S	粗骨材 G
							セメント C	膨張材 E		
TYPE-1,2	20	8	42.5	5	39.3	158	342	30	695	1072
TYPE-3	20	8	48.0	5	45.1	153	289	30	830	1019

ように配合を決定している。

なお、本提案構造は上面に合成床版を用いた開断面箱桁であり、桁作用力に対して合成断面として挙動すると考えらるが、合成床版と剛結部コンクリートは一体化せず分離させた構造を想定しており、本検討で着目する剛結部の応力伝達への寄与が小さいと考えられるため、実験では上面の床版のモデル化は行っていない。

3.2 実験方法

弾性範囲内の静的荷重実験および強地震動を想定した正負交番水平力の繰り返し荷重実験を実施した。図-4に示すように実験供試体を実構造と天地逆に設置し、上部工の自重に相当する軸方向圧縮力（鉛直荷重 P_V = 245kN）を持続した状態で、橋軸方向地震荷重を想定した水平力（水平荷重 P_H ）の荷重を行った。交番荷重において水平荷重は、主鉄筋の初期降伏時における水平変位 δ_y を基準とした変位制御で、 $\pm 1\delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ …という順に1サイクルずつの漸次単調増加とした。

3.3 実験供試体の FEM 解析

弾性範囲内における剛結部の主桁とRC橋脚との力の伝達挙動を実験結果と比較するため、弾性線形 FEM 解析を行った。解析モデルは構造・荷重の対称性を考慮した1/2モデルとし、鋼板にシェル要素、鉄筋にトラス要素、コンクリートにソリッド要素を用いて実構造を忠実にモデル化した。解析モデルを図-5に、解析に使用した材料特性値を表-4に示す。コンクリート要素の材料特性値は、荷重実験当日に行った円柱供試体の強度試験結果を用いた。本解析の対象とする検討範囲がコンクリートひび割れ発生前の弾性範囲内であることから、鋼材（鋼板・鉄筋）とコンクリートの付着は節点を共有させた完全剛結合とした。

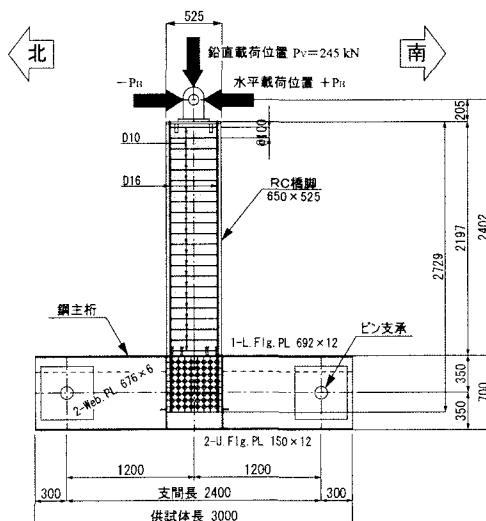


図-4 交番荷重実験要領 (単位: mm)

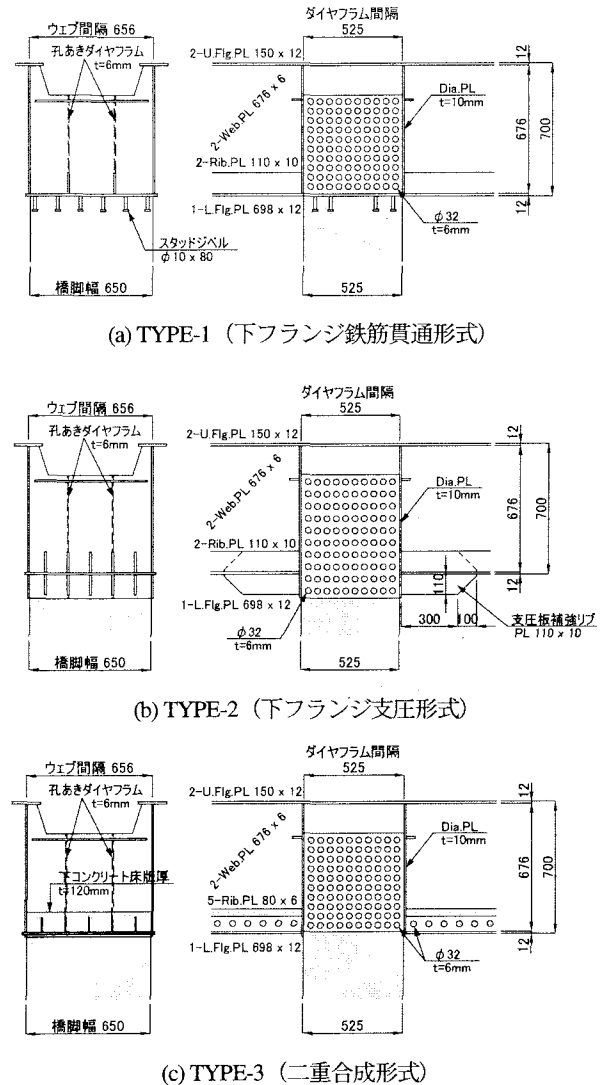
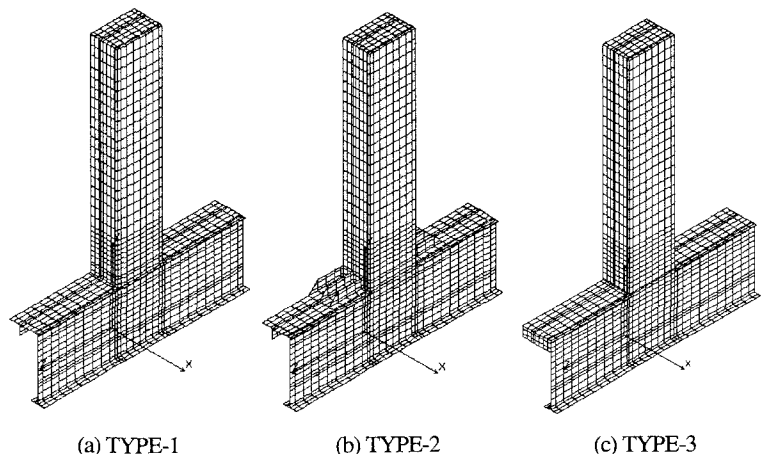


図-3 供試体剛結部詳細図 (単位: mm)

表-4 FEM 解析に用いた材料特性値

		ヤング係数 N/mm ²	ポアソン比
コンクリート	TYPE-1	2.18×10^4	0.195
	TYPE-2	2.36×10^4	0.193
	TYPE-3	3.06×10^4	0.210
鋼板、鉄筋		2.0×10^5	0.30

注記: TYPE-3はRC橋脚と下コンクリート床版の平均値を用いた。



(a) TYPE-1

(b) TYPE-2

(c) TYPE-3

図-5 FEM 解析モデル

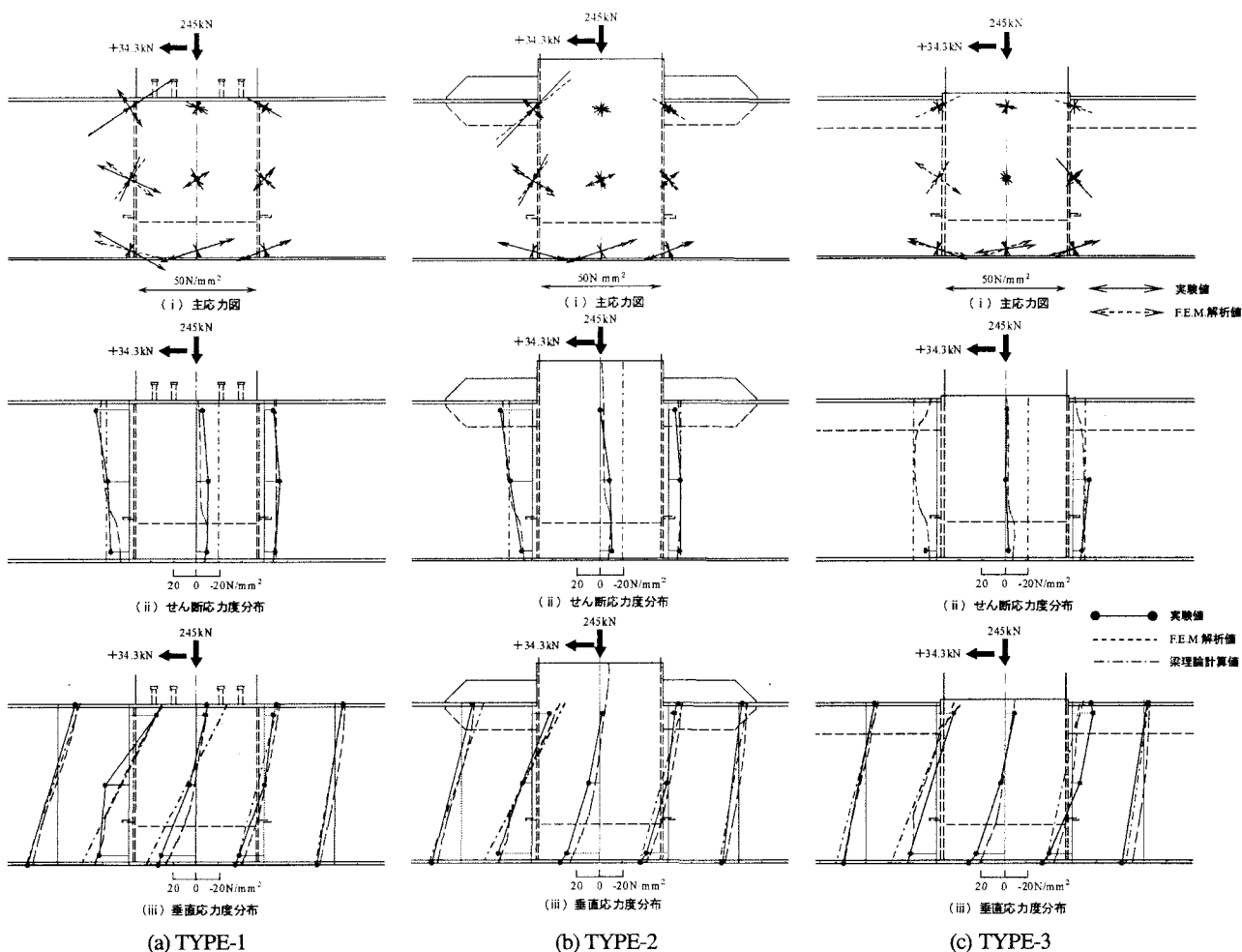


図-6 剛結部主筋の応力分布（鉛直荷重+水平荷重載荷時）

4. 実験結果

4.1 弾性載荷実験およびFEM解析結果

弾性載荷実験および FEM 解析における荷重載荷ケースは、RC 橋脚の曲げひび割れ発生前の弾性範囲内を想定した、以下の3ケースとした。

- ① 鉛直荷重 ($P_V=245 \text{ kN}$)
- ② 水平荷重 ($P_H=34.3 \text{ kN}$)
- ③ 鉛直荷重 (245 kN) + 水平荷重 (34.3 kN)

上記③の載荷ケースにおける鋼主筋の応力分布を FEM 解析結果および初等梁理論に基づく設計計算値と

併せて図-6 に示す。全ての供試体で、若干の乱れはみられるものの FEM 解析値は実験の傾向を概ね良好に捉えている。また、梁理論値による計算値は実験値に対して同等もしくは安全側の評価となることが確認できた。

4.2 交番繰返し載荷実験結果

(1) 復元力特性

交番繰返し載荷実験における水平荷重-水平変位の履歴曲線を図-7 に、水平荷重および水平変位の値を表-5 に示す。また、RC 橋脚断面の初期降伏荷重および最大荷重（保有水平耐力）の道路橋示方書⁴⁾（以下、道示）

表-5 水平荷重と水平変位の関係

	TYPE-1 (下フランジ鉄筋貫通形式)				TYPE-2 (下フランジ支圧形式)				TYPE-3 (二重合成形式)			
	+方向		-方向		+方向		-方向		+方向		-方向	
	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位
	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN	mm
1 δ_y	210.7	20.30	-205.6	-19.69	196.1	19.66	-219.8	-19.96	233.3	24.51	-185.4	-24.97
2 δ_y	294.2	40.30	-278.3	-39.69	284.8	39.32	-319.5	-37.50	309.6	48.94	-270.4	-48.73
3 δ_y	303.8	59.69	-294.4	-60.90	301.7	56.86	-333.7	-57.46	318.3	71.68	-276.6	-73.85
4 δ_y	310.8	79.68	-303.3	-79.08	311.4	76.82	-344.7	-77.73	320.7	97.88	-288.5	-98.10
5 δ_y	317.0	100.59	-311.9	-100.28	318.9	97.39	-351.5	-97.39	327.7	122.36	-271.2	-122.57
6 δ_y	303.3	120.89	-273.2	-119.37	325.1	117.95	-354.1	-116.74	288.2	147.04	-248.4	-147.26
7 δ_y	286.1	139.67	-257.8	-140.27	292.6	137.01	-313.8	-136.70	234.1	171.51	-217.1	-171.51
8 δ_y	254.1	159.67	-229.8	-160.88	260.9	156.06	-269.2	-156.06	209.2	195.99	-188.9	-196.63
9 δ_y	220.1	179.06	-193.5	-180.87	202.1	176.63	-229.7	-176.63	187.0	220.46	-168.9	-220.67
10 δ_y	193.0	200.87	-162.0	-200.56	172.2	195.99	-185.9	-195.99	159.7	245.14	-128.6	-245.58
11 δ_y	168.5	219.66	—	—	150.7	215.64	-167.1	-215.34	—	—	—	—

表-6 設計計算値と実験値の比較

	設計値 (RC断面)		実験値	
	初期降伏荷重	最大荷重 (保有水平耐力)	初期降伏荷重	最大荷重 (保有水平耐力)
TYPE-1	209.2	261.7	210.7 (1.01)	317.0 (1.21)
TYPE-2	222.8	278.2	196.1 (0.88)	325.1 (1.17)
TYPE-3	209.2	261.0	233.3 (1.11)	327.7 (1.26)

注記：()内は設計値との比率を示す。

に基づく設計計算値（表-2 の材料特性値を使用）を実験値と比較して表-6 に示す。

TYPE-1 および TYPE-3 は $+5\delta_y$ 、TYPE-2 供試体では $+6\delta_y$ で最大荷重に達した。履歴曲線形状は TYPE-1、TYPE-2 とともに最大耐力通過後の $\pm 6\delta_y$ まで紡錘型を示し、 $7\delta_y$ 以降に逆S字型のスリップモードに移行している。この移行点は、圧縮側の主鉄筋が座屈しRC橋脚仕口部のかぶりコンクリートが剥落した点（ $+7\delta_y$ の載荷途中）とよく一致している。さらに、 $+10\delta_y$ 載荷時に終局点（降伏時復元力以下に低下）に達している。TYPE-3 は $+5\delta_y$ で最大荷重に達した後、 $-5\delta_y$ 載荷途中に仕口部の主鉄筋の座屈に伴うコンクリートの剥落が生じ、履歴曲線が紡錘型から逆S字型のスリップモードに移行した。さらに、 $+8\delta_y$ 載荷時に終局点に達した。

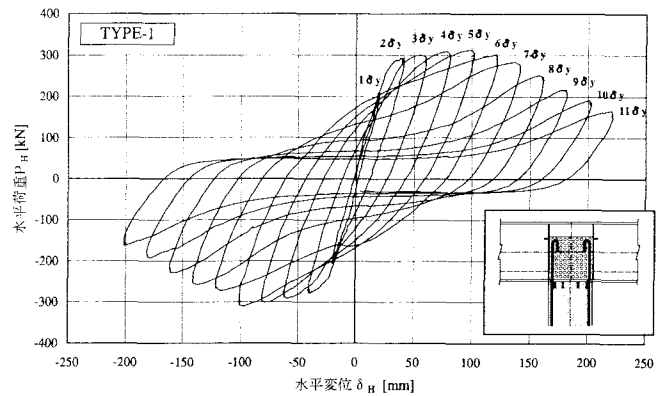
3タイプの供試体を比較すると、TYPE-1,2 はほぼ同様の履歴を呈している。一方、TYPE-3 は他に比べて初期降伏時の変位量が大きく、終局点に至る載荷ステップも早くなった。TYPE-3 のRC橋脚のコンクリートは、載荷実験当日の圧縮強度が他に比べて小さく、ヤング係数は他に比べて大きくなった（表-2）。載荷実験当日の材料特性値を用いて計算した初期降伏荷重の設計値は、TYPE-3 が他に比べて突出した値とはなっていないが、実験ではTYPE-3の初期降伏荷重はTYPE-1,2に比べ小さくなっている（表-6）。実験では剛結仕口部の鉄筋のひずみ計測値をモニタリングしながら鉄筋降伏の判定を行ったが、TYPE-3 では実際の鉄筋降伏を捉えられず、実際より遅れて降伏と判定した可能性が考えられる。図-8 に水平荷重-水平変位の包絡曲線を示す。包絡曲線は全ての供試体で概ね一致している。

TYPE-3 で計測方法に起因すると考えられる若干の相違があるものの、全ての供試体で履歴曲線の紡錘型から逆S字型への移行過程や、最大耐力通過後の劣化領域における緩やかな耐力低下等、履歴特性は類似しており、構造の違いによる有意差はなく、ほぼ同等の復元力特性を有していると考えられる。また、全ての供試体で、最大耐力は道示に準拠した保有水平耐力の設計計算値に対して安全側の値を示した（表-6）。

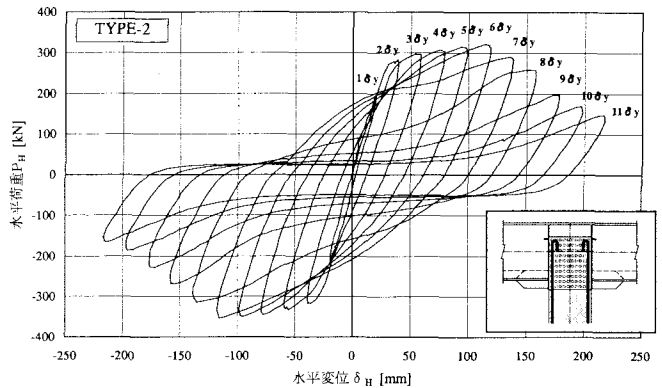
(2) 剛結部の最終破壊形状

終局時のRC橋脚剛結仕口部の破壊状況を写真-1 に示す。全ての供試体で、剛結仕口部から約400mmの範囲で主鉄筋の座屈によるはらみだしに伴うかぶりコンクリートの剥落が生じ、最終的に曲げ破壊を呈した。

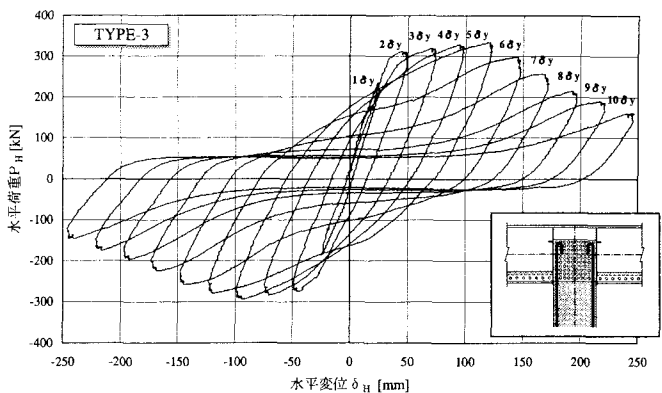
載荷実験終了後に剛結部を切断解体し内部の損傷状況を調べたところ、TYPE-1 は剛結内部において顕著なひ



(a) TYPE-1（下フランジ鉄筋貫通形式）



(b) TYPE-2（下フランジ支圧形式）



(c) TYPE-3（二重合成形式）

図-7 水平荷重-水平変位の履歴曲線

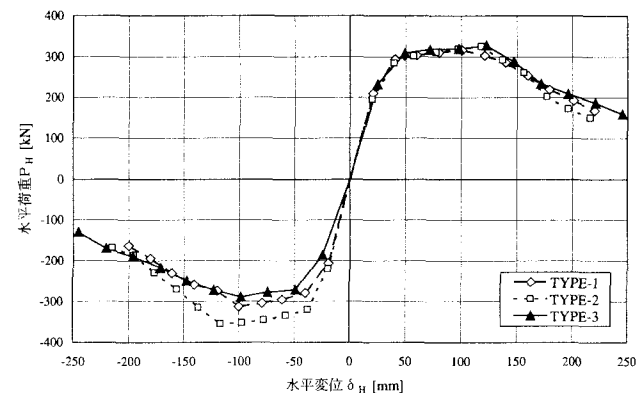
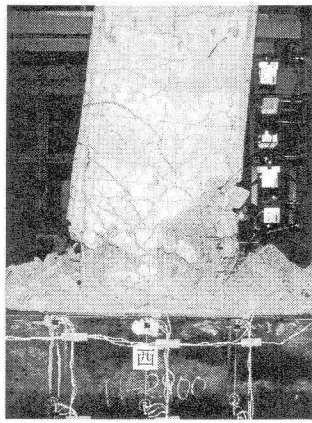
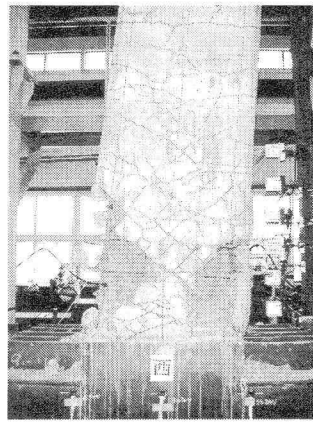


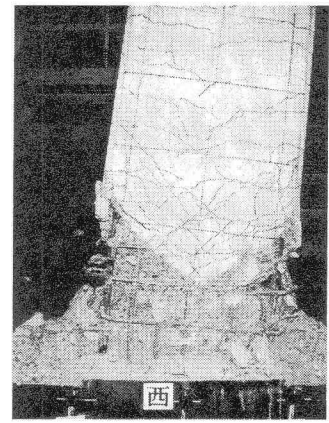
図-8 水平荷重-水平変位の履歴曲線の包絡線



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2



(c) TYPE-3

写真-1 R C橋脚剛結仕口部の最終破壊状況

び割れの発生は認められなかった。TYPE-2 および TYPE-3 では、剛結内部の上側（仕口部付近）に斜めひび割れの発生が認められたが、剛結仕口部の最終破壊状況のひび割れ分布と比較すると、ひび割れ本数、幅、ともに明らかに少なく、応力伝達機能を著しく損なうような破壊には至っていない。

こうした結果より、全ての供試体で、終局時においても剛結部は健全な状態を保持しており、R C橋脚仕口部の塑性化により破壊に至ったため、結果的にほぼ同様の耐力性状となったものと考えられる。

(3) TYPE-3 二重合成形式の下コンクリート床版

交番繰返し载荷における TYPE-3 の下コンクリート床版および縦リブのひずみ分布を図-9 に示す。+1 δ_y 時にはひずみはほぼ直線分布を示している。また、床版表面と下フランジ側でひずみの符号が反転していることから、曲げ変形を生じていることがわかる。その後、载荷ステップの増加に伴い、上側の縦リブひずみが引張側に増加し+4 δ_y をピークに減少に転ずる。さらに、+8 δ_y 以降は上側の縦リブひずみが圧縮側へと転じ中立軸位置が縦リブ内となり、床版表面のひずみが減少している。これらの結果より、下コンクリート床版は主鉄筋降伏まではほぼ完全な合成断面として挙動するが、载荷ステップの増加に伴い、付着切れが進展し、終局時（+8 δ_y 以降）には非合成に近い挙動を呈しているものと考えられる。なお、実験終了後の目視観察では下コンクリート床版表面にはひび割れの発生は認められなかった。

5. おわりに

鋼開断面箱桁複合ラーメン橋の剛結部に関して、3種類の剛結構造の 1/8 模型実験供試体による载荷実験および FEM 解析を行い、剛結部の応力伝達機構の把握、および設計法の妥当性を確認した。その結果、剛結構造に違いによる耐力性状や破壊状況には有意差が認められず、どの形式も十分な耐力を保有しており、実構造への適用の妥当性が確認された。

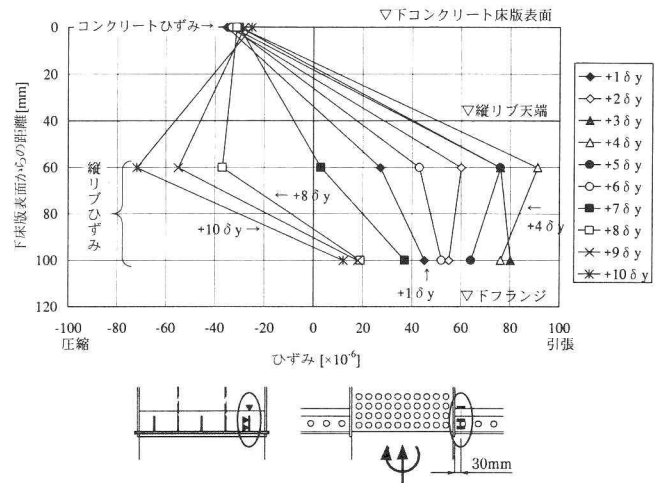


図-9 TYPE-3 下コンクリート床版および縦リブのひずみ分布

実橋において本橋梁形式が採用される場合、剛結構造にどの形式を採択するかは、製作性、施工性、架設工法等を総合的に鑑み、当該橋梁により適した構造を選択すればよいと考える。

今後、得られた実験データを詳細に分析し、提案する剛結構造の各部材ごとの設計方法を確立してゆきたい。

参考文献

- 1) 高嶋, 佐々木, 皆川, 池田: 鋼開断面箱桁複合ラーメン橋剛結部の力学性状に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.49A, pp.1075-1086, 2003.3
- 2) Julio Martinez-Calzon, 栗田, 園田, 吉田: スペインにおけるユニークな鋼コンクリート混合形式橋梁, 橋梁と基礎, pp.29-35, 1998.9
- 3) 前田, 木水, 佐々木, 明橋: 鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部における設計法の提案と実挙動確認, 構造工学論文集 Vol.48A, pp.1315-1326, 2002.3
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3