

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

Experimental study on rigid connection 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. 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, FEM, fiber model

キーワード: 複合ラーメン橋, 開断面箱桁, 剛結部, FEM 解析, ファイバーモデル

1. まえがき

近年, 道路橋において, 伸縮継手と支承をなくして走行性の改善を図り, さらに耐震性の向上を期待するため, 鋼主桁と鉄筋コンクリート橋脚(以下, RC橋脚とよぶ)とを剛結した鋼・コンクリート複合ラーメン橋(以下, 複合ラーメン橋とよぶ)に関する検討が進められ, 既に竣工した橋梁も増えている。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形式橋梁は, 省力化構造の一つとして施工実績が増加している。

著者らは, この複合ラーメン橋および開断面箱桁橋が持つ特長を合理的に組み合わせることにより, 優れた経済性・施工性の実現が可能となる新たな橋

梁形式として, 鋼開断面箱桁複合ラーメン橋を開発することとした。図-1に試設計に用いた鋼開断面箱桁複合ラーメン橋の一般図を示す。

提案する橋梁形式は, 複合ラーメン橋の持つ特長(耐震性の向上, 下部構造のスリム化, 中間支点の支承廃止による経済性向上, 維持管理の低減, 等)に加えて, 以下の利点が考えられる。

- ① 開断面箱桁形式の採用により支間長 120m 程度までの長支間化が可能となる。
- ② 開断面箱桁と合成床版とを組み合わせた閉断面を形成することにより, ねじり剛性が高まり, 張り出し架設時に危惧されるねじり座屈に対する安全性が向上する。

複合ラーメン橋に開断面箱桁を組み合わせた橋梁

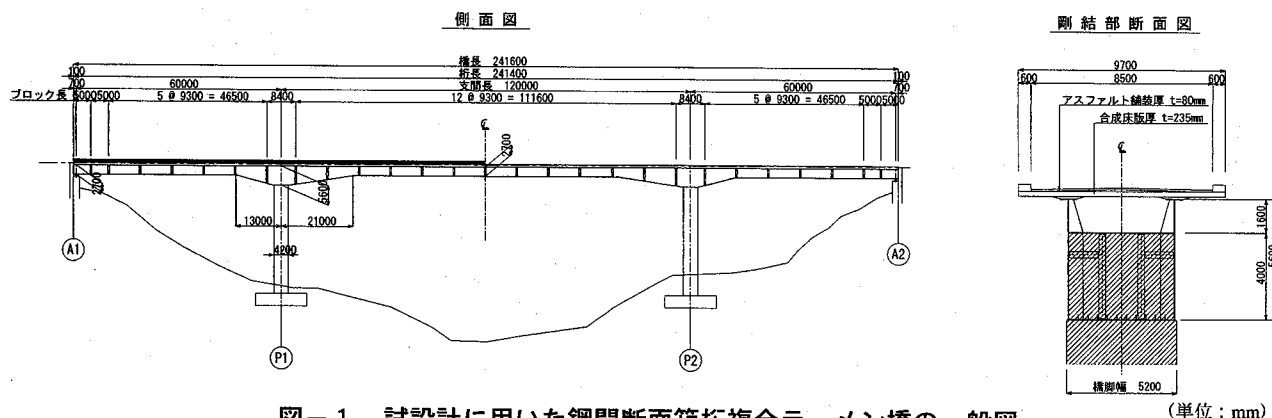


図-1 試設計に用いた鋼開断面箱桁複合ラーメン橋の一般図

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（下フランジ鉄筋貫通形式）	TYPE-2（下フランジ支圧形式）
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) 下フランジをR C 前面で切断し、下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。

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。複合ラーメン橋において構造上最も重要となる鋼桁とR C 橋脚との剛結部（以下、単に剛結部とよぶ）に関しては、これまで多くの解析および実験による検討が行われ、応力伝達機構や耐力が解明されつつあり、いくつかの設計手法も提案されている^{3,4)}。しかし、これら検討のほとんどは鉋桁もしくは閉断面箱桁を対象としており、本検討で提案する開断面箱桁とR C 橋脚との剛結部に関しては、明確な設計手法は確立されていない。したがって、本提案構造の剛結部の力学的特性を解析および実験により確認することは極めて重要である。本検討は、開断面箱桁複合ラーメン橋の実現に向け、実験供試体を用いた剛結部の載荷実験および解析検討を行い、弾性範囲内における応力伝達機構、終局時の耐荷力特性および破壊性状を確認し、剛結部の設計方法確立に向けてのデータ収集を目的とする。

2. 剛結部の構造

2.1 剛結部の構造概要

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。剛結構造の主な特徴を以下に示す。

- ① 鋼とコンクリートを合成させるずれ止め形式として孔あき鋼板ジベル（ダイヤフラム）を用いる。
- ② R C 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、鋼板がR C 断面の帯鉄筋の役割を果たすとともに、施工の簡略化を図る。

これを基本コンセプトとし、さらに箱桁であることを勘案し、表－1に示す2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R C 橋脚前面で切断し、支圧板を設けた構造である。

2.2 剛結部の設計方法

本文で採用している構造形式の剛結部の主桁、ダイヤフラム、コンクリート部分の具体的な設計方法は確立されていないが、文献^{3,4)}等で示された設計手法を参考に、2種類の剛結構造について、それぞれ表－2に示す設計上の力の伝達機構を仮定した。

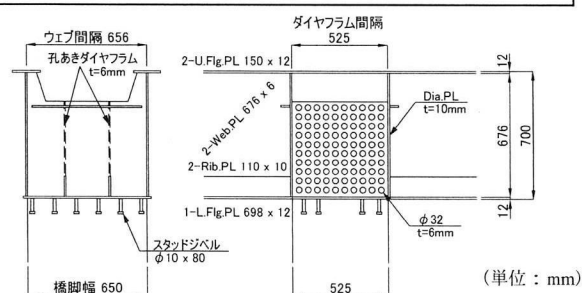
表－2 鋼桁－R C 橋脚間の力の伝達機構

剛 結 形 式		TYPE-1（下フランジ鉄筋貫通形式）	TYPE-2（下フランジ支圧形式）
伝 達 機 構 図			
伝 達 部 材		主桁＋ダイヤフラム	
伝 達 経 路		鋼桁→ダイヤフラム→孔あき鋼板ダイヤフラム→コンクリート→鉄筋→橋脚	
応力の伝達	曲げモーメント M	引張力 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主鉄筋へ伝達 圧縮力 軸力と同様に2経路から伝達	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主鉄筋へ伝達 主桁下フランジの支圧板から橋脚コンクリートに支圧力として伝達
	軸 力 N	経路1： 箱桁下フランジから直接コンクリートへ圧縮力として伝達（N/2） 経路2： 孔あき鋼板ダイヤフラムから橋脚コンクリートへせん断力として伝達（N/2）	鋼製隔壁内の孔あき鋼板ダイヤフラムから橋脚コンクリートへせん断力として伝達
	せん断力 S	孔あき鋼板ダイヤフラムから橋脚コンクリートへ伝達	支圧板および孔あき鋼板ダイヤフラムから橋脚コンクリートへ伝達

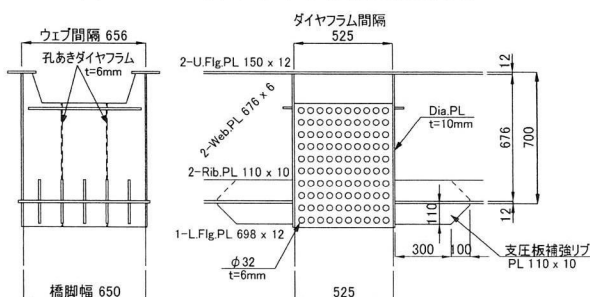
表－3 実験供試体と実橋試設計との相似関係

		単位	試設計	供試体	相似率 $n=8$
鋼桁断面寸法	桁 高	mm	5,600	700	1/n
	主桁ウェブ間隔	mm	5,000	656	1/n
R C 橋脚断面寸法	橋軸方向幅	mm	4,200	525	1/n
	橋直方向幅	mm	5,200	650	1/n
	必要橋脚高*	mm	—	2,402	M③/S③
	主鉄筋比	%	1.9	1.5	1
	主鉄筋径	mm	D51	D16	—
死荷重による鋼桁断面力(①、②位置)	曲げモーメント	kN・m	224,636	439	1/n ³
	せん断力	kN	9,427	147	1/n ²
剛結部の設計断面力(③位置)	曲げモーメント	kN・m	143,418	280	1/n ³
	せん断力	kN	7,465	117	1/n ²
	軸力	kN	16,817	263	1/n ²
R C 橋脚基部の作用断面力	曲げモーメント	kN・m	115,975	227	1/n ³
	せん断力	kN	7,212	113	1/n ²

注記：
* 鋼桁と R C 橋脚剛結部の曲げモーメントとせん断力の比を一致させるために必要な橋脚高さ

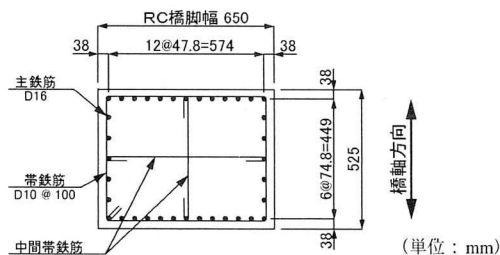


(a) TYPE-1 (下フランジ鉄筋貫通形式)



(b) TYPE-2 (下フランジ支圧形式)

図－2 供試体剛結部詳細図



図－3 供試体 R C 橋脚断面図

表－4 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水粉体比 W/P (%)	空気量 (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
					水 W	粉体 P		粗骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE減水剤 A
						セメント C	膨張材 B			
20	8	42.5	5	39.3	158	342	30	695	1072	0.112

3. 剛結部の縮小模型実験

3.1 実験目的

剛結部の構造確認実験の項目および目的を以下に列記する。

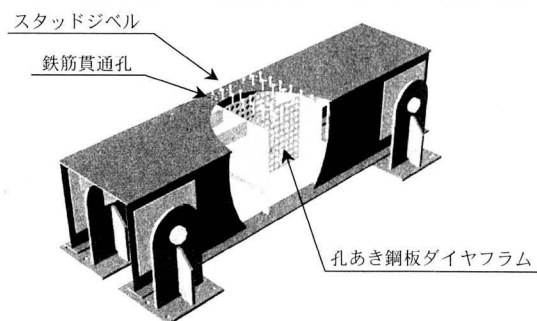
- ① 設計荷重範囲内の静的載荷実験により、孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁と R C 橋脚剛結部の応力伝達機構を解明し、剛結部の設計にフィードバックする。
- ② 強地震動を想定した正負交番水平力の繰返し載荷実験により、終局状態における変形、破壊挙動を確認し、耐震設計に必要とされるデータを入手する。

3.2 実験概要

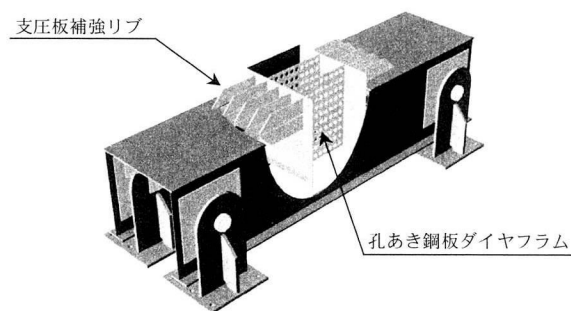
(1) 実験供試体

実験供試体の縮尺は、載荷装置の能力を勘案して 1/8 とし前述の試設計をもとに設計を行った。縮尺検討結果を表－3 に示す。TYPE-1、TYPE-2 両供試体の剛結部詳細図を図－2 に、R C 橋脚断面図を図－3 に示す。また、R C 橋脚に用いたコンクリートの配合および供試体の材料特性値を表－4、5 に、供試体剛結部の概念図を図－4 に示す。

なお、本提案構造は合成床版を用いた開断面箱桁



(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)

図－4 供試体剛結部の概念図

表－5 供試体の材料特性値

コンクリート	普通コンクリート		
	[N/mm ²]	圧縮強度	弾性係数
	TYPE-1	37.0	2.18×10 ⁴
鉄 筋	TYPE-2	45.4	2.36×10 ⁴
	鋼 板	SD345	
鉄 筋	鋼 板	SM490	

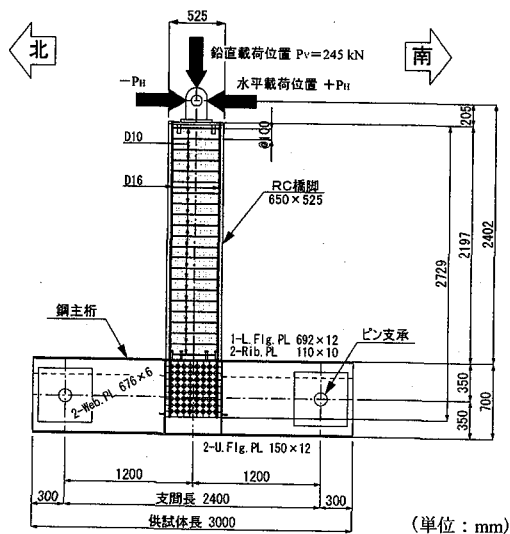


図-5 交番載荷実験要領

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に寄与する影響が小さい
と考えられるため、床版のモデル化は行っていない。

(2) 載荷要領

実験は、図-5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 $P_V=245\text{kN}$ ）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 ）
の載荷を行った。水平載荷は、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、 ± 1
 δ_y 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ …という順に1サイクルずつの
正負交番載荷とした。

3.3 実験供試体の FEM 解析

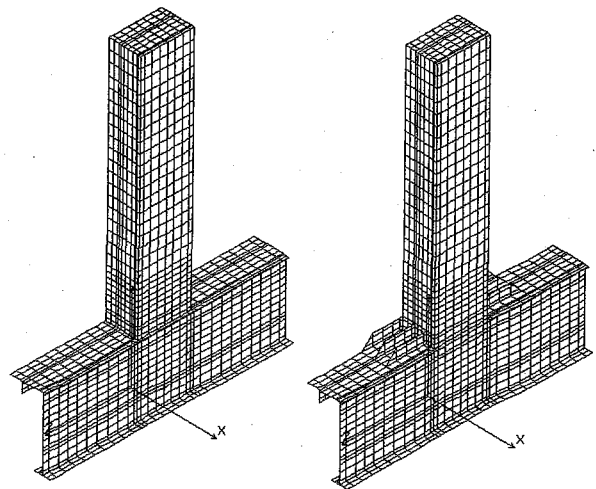
剛結部実験供試体の主桁とRC橋脚との力の伝達
挙動を実験結果と比較するため、設計荷重範囲内
における弾性線形 FEM 解析を行う。解析モデルは構
造・荷重の対称性を考慮して、全体の 1/2 をモデル
化した。解析モデルを図-6に、解析に使用した材
料要素および材料特性値を表-6、7に示す。コン
クリート要素の材料特性値は、載荷実験当日に行っ
たシリンダー供試体の試験結果を用いた。本解析の

表-6 使用要素

構造部材	要素
鋼板(主桁、リブ、ダイヤフラム)	シェル要素
鉄筋(主鉄筋、帯鉄筋)	トラス要素
コンクリート	ソリッド要素

表-7 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
鋼板、鉄筋	2.0×10^5	0.30



(a) TYPE-1

(b) TYPE-2

図-6 FEM 解析モデル図

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。

3.4 弾性載荷実験および FEM 解析結果

(1) 荷重載荷ケース

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)

(2) 鋼主桁

上記載荷ケースにおける鋼主桁の応力度分布を図
-7に示す。実験供試体のタイプが異なっても、応
力度分布の形状および応力値に有意な違いは見られ
ない。また、両供試体とも実験値と FEM 解析値は良
好な一致が見られる。両供試体に共通して見られる、
各載荷ケースにおける実験値および解析結果の特徴
を以下に整理する。

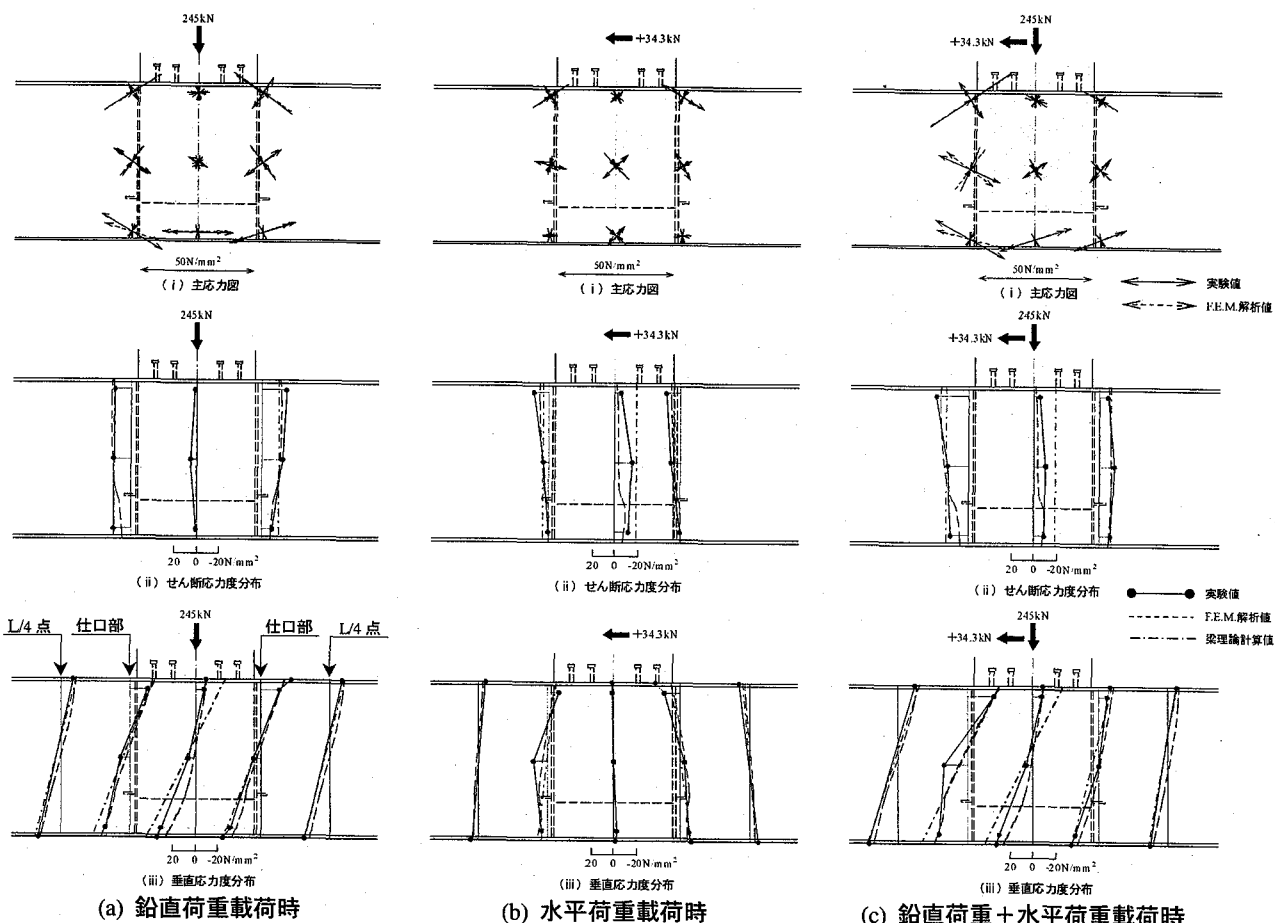
①鉛直荷重載荷時

鋼桁仕口部および $L/4$ 点に発生する垂直応力度の
実験・解析値は、梁理論値と良好に一致している。
鋼桁仕口部のせん断応力度は、下フランジ付近で梁
理論値に対して実験・解析値が若干上回ったが、断
面内の平均せん断応力度は梁理論値と概ね一致して
いる。

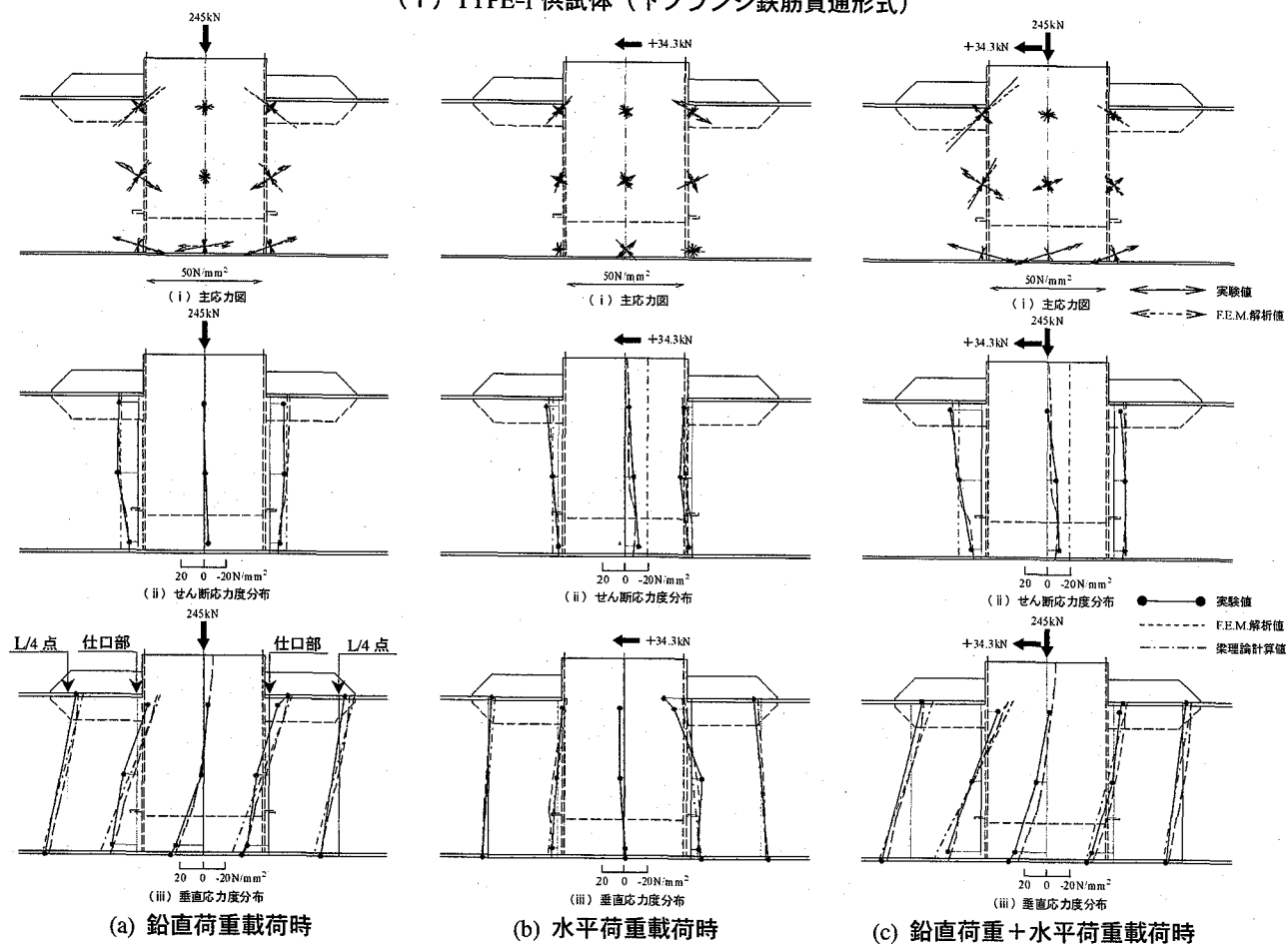
一方、剛結部内の垂直応力度は、コンクリートと
の合成効果により、梁理論値より小さな値を示して
いる。また、この断面は変形の対称境界であるため、
せん断応力度はほとんど発生していない。

②水平荷重載荷時

鋼桁仕口部の垂直応力度は、ラーメン隅角部の影
響により若干の乱れを生じており、一部実験値が解



(1) TYPE-1 供試体 (下フランジ鉄筋貫通形式)



(2) TYPE-2 供試体 (下フランジ支圧形式)

図-7 剛結部主桁の応力分布

析・梁理論値を僅かに上まわる箇所があるものの、概ね傾向は一致している。剛結部内の計測位置は曲げモーメントが正から負へ遷移する領域であることから、垂直応力度はほとんど発生していない。L/4点の垂直応力度の実測値は解析値・梁理論値と良好に一致している。

鋼桁仕口部に発生するせん断応力度は、下フランジ側で増加する応力分布形状を示し、ラーメン隅角部の挙動⁵⁾を呈している。実験値は梁理論値とは異なるが、FEM 解析値とほぼ一致している。また、梁理論値は断面内の平均せん断応力度を良く表している。

一方、曲げモーメントが遷移する剛結部のせん断力は、斜張力場が働く隅角部の挙動を呈しており、鋼桁仕口部のせん断応力度に比べ、符号・値とも大きく異なる。図中の剛結部の梁理論計算値は、通常の梁理論値に、RC 橋脚仕口部に働く曲げモーメントの偶力成分を考慮した付加せん断力 Q^3 を加味した値であり、この理論値は実験・解析値を安全側に評価している。

付加せん断力 Q :

$$Q = M_3 / D \quad \dots (1)$$

ここに、 M_3 : RC 橋脚仕口部に作用する曲げモーメント

D : RC 橋脚の橋軸方向幅

③鉛直荷重+水平荷重時

鋼桁仕口部の垂直およびせん断応力度の実験値は、若干の乱れを生じているものの、解析値・梁理論値に対して概ね一致している。剛結内部においては合成断面として抵抗するため、垂直応力度は梁理論値より小さい値を示している。L/4 点での応力分布は梁理論値と良好に一致している。

以上の結果から、鋼桁剛結部の断面設計は、骨組計算より求まる鋼桁仕口部の断面力を用いて行って問題ないとする。

(3) ダイヤフラム

鉛直荷重載荷時、および水平荷重載荷時におけるダイヤフラムの応力度分布の実験値および FEM 解

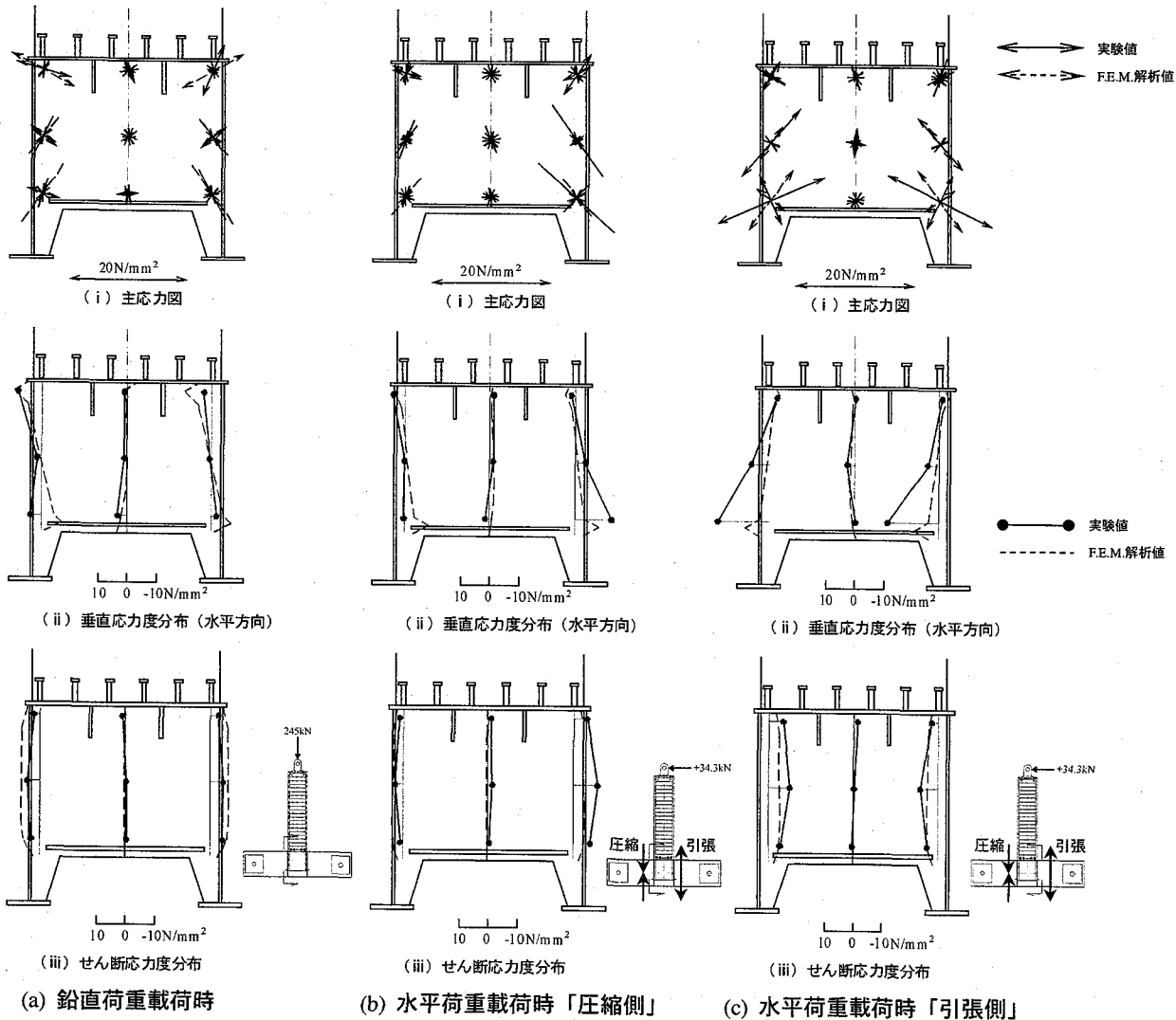


図-8 TYPE-1 供試体ダイヤフラムの応力分布

析値を図－8に示す。鋼主桁と同様に、実験供試体のタイプが異なっても、応力度分布の形状および応力値に有意差が見られなかったため、同図には、TYPE-1 供試体の結果を示している。また、同図(b)(c)において、水平荷重による曲げモーメントの偶力が鉛直荷重と同方向に作用する面を「圧縮側」、逆方向に作用する面を「引張側」と定義している。

全ての荷重条件において、せん断応力度はダイヤフラム端部（主桁ウェブ近傍）で、左右逆符号の一樣分布を呈し、ダイヤフラム中央ではほとんど発生していない。一方、水平方向の垂直応力度は、端部で三角形分布を呈し、中央では僅かにしか発生していない。

ダイヤフラムの断面設計は、既往の文献 3,6) を参照し、次のように仮定した。すなわち、鉛直荷重による軸力、および水平荷重による曲げモーメントの偶力が、主桁ウェブ間隔を支間とした単純梁に等分布荷重として作用するものとした。実験により示されたダイヤフラムの挙動は、設計の仮定とは異なる結果となったが、設計は安全側の評価といえる。

実験値と解析値を比較すると、鉛直荷重載荷時は若干の乱れは見られるものの、解析値は実験の傾向を概ね良好に捉えている。水平荷重載荷時は、圧縮側では実験値と解析値が概ね一致しているが、引張側では部分的に大きく異なる結果となった。先述のとおり、FEM 解析では、コンクリートと鋼材の付着を完全剛結合とし、コンクリートは完全弾性体としているのに対し、供試体が非線形挙動を呈したため、このような違いが生じたと考える。

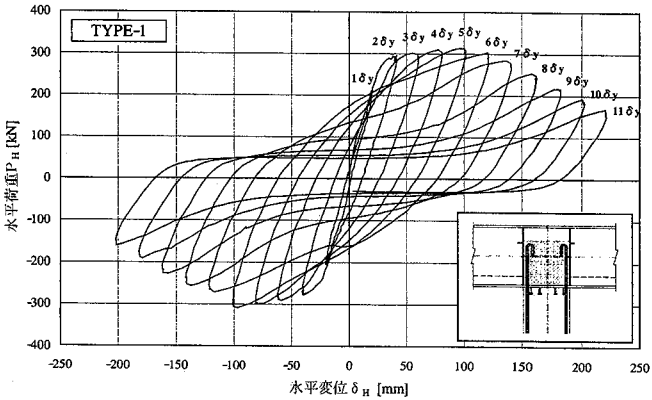
鋼2主桁の複合ラーメン橋において、剛結部の横桁が荷重伝達に寄与する割合は、弾性範囲内では低いが、RC橋脚の主鉄筋降伏以降は増加するということが知られている 3,7)。本提案構造について仮定したダイヤフラムの設計法は、実用上は安全側の配慮であるが、より合理的な設計法確立に向けて、ダイヤフラムの荷重伝達に寄与する割合、および力の流れの解明を、今後の検討課題としたい。

3.5 交番繰返し載荷実験結果

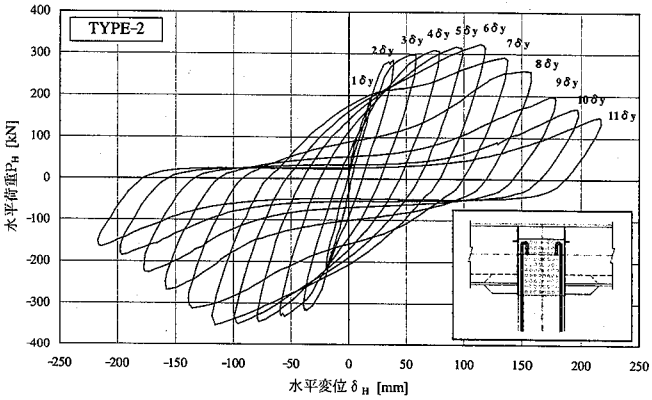
(1) 復元力特性

正負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－9に、それらの包絡線を図－10に示す。また、 $\pm 1 \sim 11 \delta_y$ 時の水平荷重および水平変位の値を表－8に示す。

TYPE-1 供試体では $\pm 5 \delta_y$ 、TYPE-2 供試体では $\pm 6 \delta_y$ で最大荷重に達した。履歴曲線形状は、TYPE-1、TYPE-2 供試体ともに、最大耐力通過後の $\pm 6 \delta_y$ まで、紡錘型の履歴曲線を示し、 $7 \delta_y$ 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

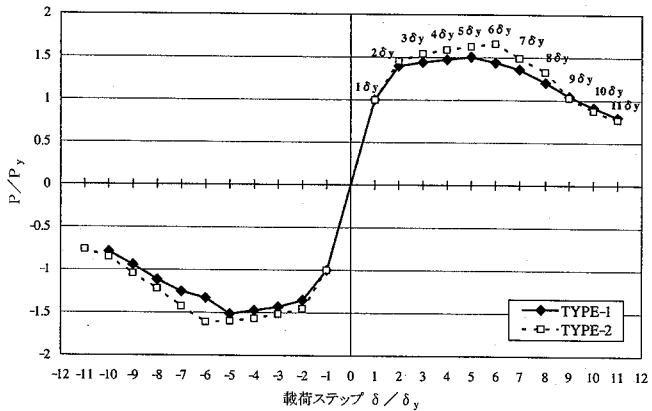


(a) TYPE-1（下フランジ鉄筋貫通形式）



(b) TYPE-2（下フランジ支圧形式）

図－9 水平荷重－水平変位の履歴曲線



図－10 無次元化した水平荷重－水平変位の包絡線

表－8 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）			
	＋方向		－方向		＋方向		－方向	
	水平荷重 kN	水平変位 mm	水平荷重 kN	水平変位 mm	水平荷重 kN	水平変位 mm	水平荷重 kN	水平変位 mm
1 δ_y	210.7	20.30	-205.6	-19.69	196.1	19.66	-219.8	-19.96
2 δ_y	294.2	40.30	-278.3	-39.69	284.8	39.32	-319.5	-37.50
3 δ_y	303.8	59.69	-294.4	-60.90	301.7	56.86	-333.7	-57.46
4 δ_y	310.8	79.68	-303.3	-79.08	311.4	76.82	-344.7	-77.73
5 δ_y	317.0	100.59	-311.9	-100.28	318.9	97.39	-351.5	-97.39
6 δ_y	303.3	120.89	-273.2	-119.37	325.1	117.95	-354.1	-116.74
7 δ_y	286.1	139.67	-257.8	-140.27	292.6	137.01	-313.8	-136.70
8 δ_y	254.1	159.67	-229.8	-160.88	260.9	156.06	-269.2	-156.06
9 δ_y	220.1	179.06	-193.5	-180.87	202.1	176.63	-229.7	-176.63
10 δ_y	193.0	200.87	-162.0	-200.56	172.2	195.99	-185.9	-195.99
11 δ_y	168.5	219.66	—	—	150.7	215.64	-167.1	-215.34

時復元力以下に低下)に達している。

履歴曲線の紡錘型から逆S字型への移行過程や、最大耐力通過後の履歴曲線形状等、両供試体の履歴特性は類似しており、構造の違いによる有意差は認められない。

正側の最大耐力は、TYPE-1 供試体で 317kN、TYPE-2 供試体で 325kN となり、構造の違いに関わらず、ほぼ同等の値となった。また、両供試体ともに道路橋示方書Ⅴ耐震設計編⁸⁾に準拠した保有水平耐力の設計計算値 ($P_u=280.9\text{ kN}$) に対して、安全側の値を示した。

包絡曲線は、TYPE-2 供試体が TYPE-1 供試体を若干上回る傾向を示したが、形状は類似している。また、両供試体とも、最大耐力経過後の劣化領域において、急激な耐力低下は認められない。

(2) 鋼桁とRC橋脚との開口量

図-11に水平荷重とRC剛結仕口部の開口量の関係を示す。同図は、交番载荷中にコンクリートの剥落により変位計が外れるまでの計測結果を示す。ここで、開口量とは、TYPE-1 供試体は鋼桁下フランジとRC橋脚の仕口部接合面の開口量を、TYPE-2 供試体は鋼桁支圧板縁(RC橋脚との境界部)に発生したひび割れの開口量を示す。両供試体とも、開

口量の履歴は紡錘型を示している。 $2\delta_y$ までは両供試体でほぼ一致した履歴を示した。 $3\sim 5\delta_y$ 時にはTYPE-2 供試体の開口量がやや大きくなる傾向を示し、 $6\delta_y$ 時には再び均衡した値となった。

TYPE-1 供試体は下フランジによりRC橋脚が分断される構造であることから、下フランジとコンクリートの境界面の剥離による開口量の増大が危惧された。しかし、実験結果は、剛結部でRC橋脚の連続性が保たれたTYPE-2 供試体と比較して、同等もしくは下回る開口量となったことから、下フランジによるRC橋脚の分断が構造上の弱点とはなっていない

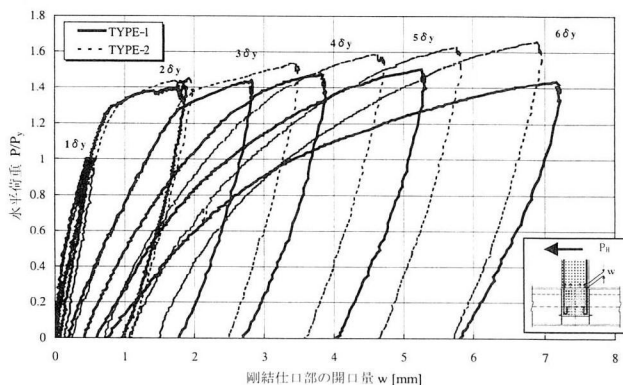


図-11 水平荷重-RC橋脚仕口部開口量の関係

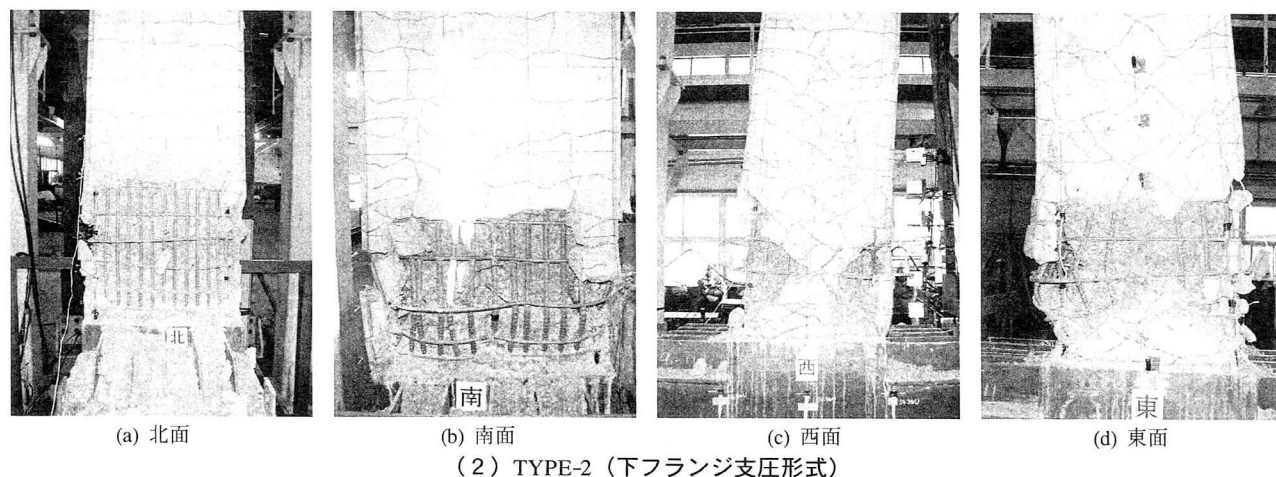


写真-1 剛結部の最終破壊状況

ない。TYPE-1 では下フランジを貫通する主鉄筋により引張力の伝達がスムーズに行われたこと、下フランジ下面（反転した供試体では上面）に設置したスタッドジベルが境界面の剥離防止にある程度寄与したことが、理由として考えられる。

(3) 終局時の剛結部の性状

終局時 ($10\delta_y$) の剛結部の破壊状況を、写真-1 に示す。両供試体ともに、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。

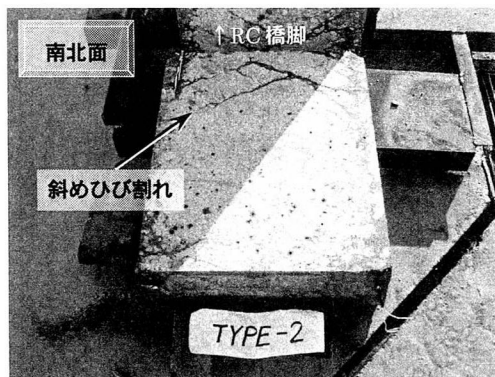
写真-2 に、载荷実験終了後に剛結部を切断解体した切断面の状況を示す。切断面は断面のほぼ中央位置である。

TYPE-1 供試体は、剛結内部において顕著なひび割れの発生は認められない。また、孔あき鋼板ダイヤフラムとコンクリートの付着面においても、コンクリートの破壊やひび割れは見られなかった。交番载荷により RC 橋脚が破壊に至っても、剛結内部は健全な状態が保持されていたと考えられる。

TYPE-2 供試体は、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る。ただし、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い。仕口部の塑性破壊に対し、剛結内部は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。



(1) TYPE-1 (下フランジ鉄筋貫通形式)

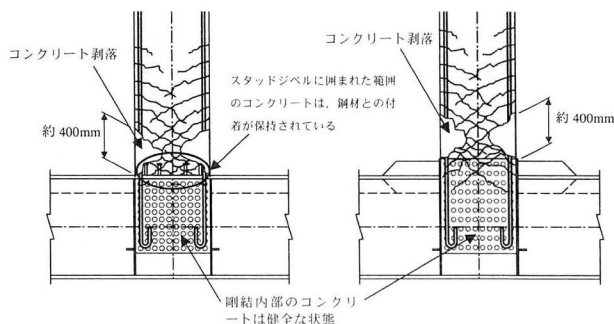


(2) TYPE-2 (下フランジ支圧形式)

写真-2 実験終了後の剛結部切断面

両供試体ともに、剛結内部のコンクリートが、主桁ウェブ、ダイヤフラム、孔あき鋼板ダイヤフラムによって拘束され、それらが、帯鉄筋、中間帯鉄筋的な役割で、主鉄筋の座屈止めとして機能したことにより、剛結内部のコンクリートは健全な状態が保持されたと考えられる。

以上の結果より明らかとなった、両供試体の剛結部破壊状況の概念図を、図-1 2 に示す。両供試体ともに、剛結仕口部から約 200mm 上の位置を中心に塑性ヒンジが生成され、終局に至ったと考えられる。また、終局後も剛結内部は健全な状態が保持されていた。両供試体とも、構造の違いに関わらず、剛結部は十分な応力伝達機能と耐荷力性能を有していたため、RC 橋脚仕口部の塑性化により破壊に至り、結果的にほぼ同様の耐荷力性状となったと考えられる。



(a) TYPE-1

(b) TYPE-2

図-1 2 剛結部の最終破壊形状概念図

3.6 ファイバーモデルによる非線形解析

(1) 解析の概要

実験供試体のファイバーモデルによる静的弾塑性解析を行い、交番载荷実験の再現解析を試みる。解析には、汎用 3 次元ファイバーモデル解析ソフトウェア (Y-FIBER3D) を使用した。

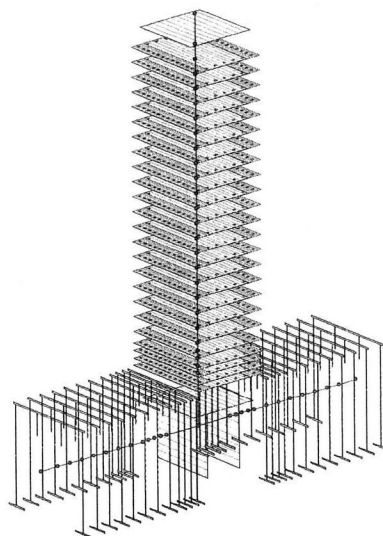


図-1 3 ファイバーモデルを用いた解析モデル

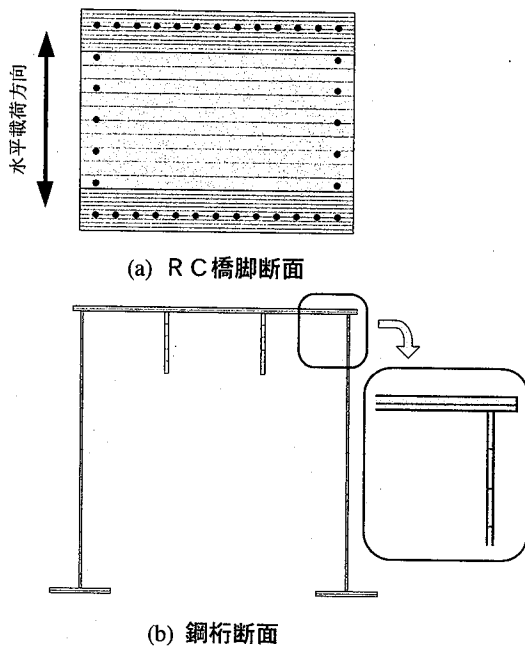


図-14 各部材断面のファイバー要素分割要領

(2) 解析モデル

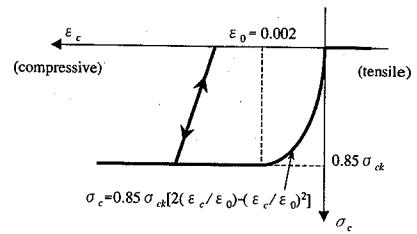
解析モデルの鳥瞰図を図-13に示す。鋼桁ウェブ中心およびRC橋脚中心を通る梁要素として、実験供試体全体をモデル化し、鋼桁およびRC橋脚断面をそれぞれ図-14に示すファイバー要素分割にてモデル化した。なお、剛結部は、十分に剛なダミー断面にてモデル化した。ファイバーモデル解析手法の性格上、隅角部のモデル化が困難なこと、また、実験結果より終局時においても剛結内部は損傷がなく健全な状態が保持されていたことから、本仮定を用いることとした。この仮定により、TYPE-1、TYPE-2の剛結構造の違いは表現されず、両供試体とも単一のモデルにより評価することとなる。

解析に用いた材料構成則を、図-15に示す。ここで、鉄筋は座屈による耐力低下を表現するために、負の勾配を設けた等価な構成則を用いることとした。また、コンクリートの材料物性値には、両供試体の試験結果の平均値を用いた。

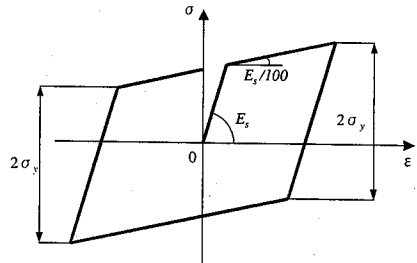
(3) 解析結果

両供試体の降伏変位 δ_y の実験値がほぼ等しかったことから(表-8参照)、平均値($\delta_y=19.9\text{mm}$)を用いた変位制御による正負交番载荷の解析を行った。なお、解析による降伏変位 δ_y は11.0mmとなり、実験値を下回った。現段階では解析において、鉄筋の抜け出しに伴う回転変形を考慮していないためと考える。

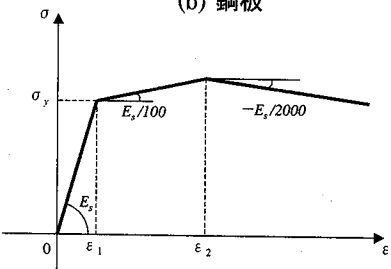
図-16に水平変位-水平荷重の履歴曲線のファイバーモデル解析結果を、実験結果と併せて示す。解析は、実験の傾向を精度良く予測可能であることが確認された。特に主鉄筋降伏以降の耐力増加や、最大荷重以降の耐力低下の傾向が解析により表現さ



(a) コンクリート

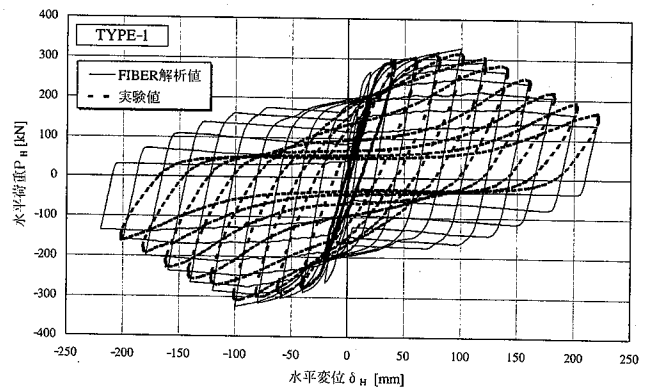


(b) 鋼板

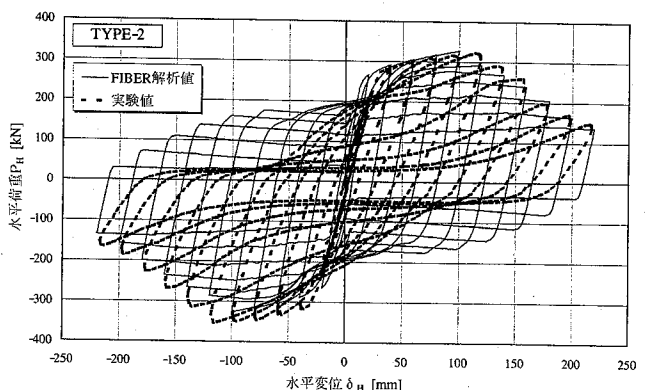


(c) 鉄筋

図-15 ファイバーモデルによる非線形解析に用いた材料構成則



(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)

図-16 ファイバーモデルによる水平荷重-水平変位の解析結果

れている。除荷過程における履歴は、実験と解析で相違が見られる。解析では現状、コンクリートおよび鋼材の除荷時剛性の低下を考慮していないためと考える。

(4) 今後の課題

著者らは、今回行った解析検討を、ファイバーモデルによる解析の複合ラーメン構造への適用性の検証と位置づけている。今後の検討課題を以下に列記する。

- ① 本解析に用いた、鉄筋の座屈による耐力低下を表現するための等価な構成則において、負の勾配への移行点、および軟化勾配は実験結果をもとに逆解析により同定した。本手法の論理的妥当性の検証、および、より実挙動に即した構成則の定式化が必要である。
- ② R C 橋脚の曲げ変形と、鉄筋の抜け出しに伴う回転変形を分離して評価することにより、現象を忠実に表現した解析モデルを構築する必要がある。
- ③ 異なる断面寸法や構造形式の解析検証により、解析手法の妥当性および汎用性を確認する。

以上、本解析手法を適用するに当たって、解決しなければならない検討課題は多い。しかし、本解析検討により、終局状態においても剛結内部が十分に健全な状態であるとの前提のもとで、ファイバーモデルによる解析で複合ラーメン橋剛結部の復元力特性が合理的に表現可能であるということが示唆された。上記検討により解析手法の精度を向上させ、橋梁全体を本手法によりモデル化することにより、より合理的な耐震設計が可能となると考える。

4. あとがき

鋼開断面箱桁複合ラーメン橋の剛結部に関して、2種類の剛結構造の 1/8 模型実験供試体による載荷実験および 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。また、実験供試体のファイバーモデルによる解析を行い、解析手法の適用性を検証した。本研究で得られた知見を以下に示す。

弾性載荷実験および FEM 解析より、

- (1) 鋼主桁の主応力図や応力度分布形状、応力値は、鉛直荷重載荷時、水平荷重載荷時、および鉛直荷重+水平荷重載荷時において、供試体の違いによる有意な差異は認められず、また、どの実験値とも FEM 解析値と良好な一致を示した。弾性範囲内においては、R C 橋脚と鋼主桁間での鉛直力および水平力の伝達は、供試体の違い、すなわち、剛結構造の違いに関わらず、スムーズに行われていることが確認できた。
- (2) 梁理論による鋼主桁の設計計算値は、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。

- (3) ダイヤフラムの発生応力度は、設計の仮定とは異なり、主桁ウェブ近傍で大きくなり、断面中央ではほとんど発生していないことが明らかとなった。設計は安全側の評価で実用上問題ないが、今後より合理的な設計方法を確立する必要がある。正負交番繰返し載荷実験より、

- (4) TYPE-1, TYPE-2 供試体ともに、R C 橋脚仕口部に曲げひび割れが卓越し、最大荷重経過後の+7 δ_y 載荷途中に、耐力低下を伴う圧縮側鉄筋の座屈が生じ、かぶりコンクリートが剥落した。
- (5) 両供試体ともに、剛結仕口部から約 200mm 上の位置を中心に、R C 橋脚部に塑性ヒンジが生成され、終局に至った。
- (6) 実験終了後に、剛結内部の損傷状況を観察した結果、両供試体とも顕著な損傷は見られなかった。剛結内部では、鋼桁（ウェブ、ダイヤフラム、孔あき鋼板ダイヤフラム）の拘束効果により、終局後においても、コンクリートは健全な状態が保持されたと考えられる。
- (7) 両供試体を比較すると、履歴曲線の紡錘型から逆 S 字型への移行過程や、最大耐力通過後の履歴曲線形状、残留変位等、履歴特性は類似しており、構造の違いによる復元力特性の差異は認められなかった。
- (8) 両供試体とも、最大耐力は、道路橋示方書に基づく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。

ファイバーモデルを用いた解析検討より、

- (9) 交番載荷実験結果を踏まえ、剛結部を剛部材としてモデル化し、主鉄筋の座屈を考慮した材料構成則を適用した、ファイバーモデルによる非線形解析を行い、本解析手法が剛結部の復元力特性を合理的に評価可能であることを示唆した。解析精度向上のための検討課題を挙げ、本解析手法適用の有効性について考察した。

本検討において、2種類の剛結構造（下フランジ鉄筋貫通形式、下フランジ支圧形式）について、模型実験および解析検討を行った結果、両供試体の耐力力性状や破壊状況には有意差が見られず、両形式と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。実橋において本橋梁形式が採用される場合、剛結構造にどちら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。

参考文献

- 1) たとえば、松井繁之、湯川保之、和田信良、石崎茂、田中俊彦：複合ラーメン橋・鋼桁-R C 脚剛結部の構造と力学性状について、構造工学論文集 Vol.43A, pp.1367-1374, 1997.3

- 2) Julio Martinez-Calzon, 栗田章光, 園田恵一郎, 吉田順一郎: 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) 前田良文・木水隆夫・佐々木保隆・明橋克良: 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) 日本道路公団: 設計要領, 第二集, 橋梁建設編, 9章 複合構造, 平成10年7月
- 5) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄肉構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集第153号, pp.1-18, 1968.5
- 6) 佐々木保隆, 平井卓, 明橋克良: 鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.44A, pp.1447-1457, 1998.3
- 7) 山田岳史, 沼田克, 木水隆夫, 新井恵一: 鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部の構造特性に関する研究, 構造工学論文集 Vol.48A, pp.1327-1338, 2002.3
- 8) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成14年3月

(2002年9月13日受付)