

複合ラーメン橋脚隅角部の応力伝達機構に関する研究

A Study on Load Transfer Mechanism of Connection in Hybrid Frame Piers

友田 富雄*, 日野 伸一**, 山口 浩平***, 郭 勝華****

Tomoo TOMODA, Shinichi HINO, Kohei YAMAGUCHI, Shenghua GUO

*工修, 日本工営株式会社, 首都圏事業部交通運輸部 (〒102-8539 東京都千代田区麹町 5-4)

**工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

***博(工), 九州大学大学院助手, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

****九州大学大学院, 工学府都市環境システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

Hybrid rigid bridge which consists of continuous steel girders and RC piers, has recently been widely used due to its low cost and its seismic safety. Especially, as for the structure which utilize the space under the bridge, such as urban highways, the application of RC rigid frame piers is effective. Thus, a hybrid rigid bridge with RC rigid frame piers is advantageous for urban highway structures. However, no basic research has been performed so far on hybrid frame piers that consist of RC rigid frame piers and a few girders bridge. Therefore, the flexural loading capacity of the knee joints penetrated by a steel main girder in hybrid frame piers are examined by bending test and the 3D FEM analysis, using L-shaped specimen. The result shows that the knee joint of hybrid frame piers performs much higher load-carrying capacity than an ultimate strength calculated by design method of RC rigid frame. And the load transfer mechanism between RC pier and composite cross beam is formed by stiffening member of the knee joint.

Key Words: knee joint, hybrid rigid frame pier, load transfer mechanism, 3D FEM analysis

キーワード: 隅角部, 複合ラーメン橋脚, 応力伝達機構, 3次元FEM解析

1. はじめに

近年, 維持管理の軽減および耐震性能の向上, また桁下空間の有効利用の観点から, 上下部一体構造の複合ラーメン橋¹⁾が注目されている. そこで著者らは, 支間 $L=30\sim 50\text{m}$ の連続桁に経済的な鋼主桁橋とRCラーメン橋脚を一体構造とした, 図-1に示すような複合ラーメン橋脚の構築に向けた研究を行っている.

ラーメン橋脚横ばりの設計では, 大規模地震時のせん断耐力が曲げ耐力と同様に支配的な要因となってくる. 従来は, 過密なスターラップを配置することで対応してきたが, 複合ラーメン橋脚では主桁の横つなぎ材を兼ねたSRC横ばりを採用することで, せん断耐力が向上し設計上の自由度が高くなる. そこで, 経済性や施工性を追求したSRC横ばりのせん断試験と3次元FEM解析を行い, その研究成果を報告²⁾している.

また, 複合ラーメン橋脚に橋軸直角方向地震動が作用すると, SRC横ばりの鉄骨と一体となった鋼主桁を介して, 隅角部内部に曲げモーメントが伝達する. そこで, ラーメン橋脚を模したL形供試体を用いて, 隅角部の内側に圧縮力が作用する曲げ試験 (以下, 閉じる方向の曲

げ試験)を行い, 耐荷挙動について報告³⁾した.

そこで本研究では, 次の課題となる隅角部の内側に引張力が作用する曲げ試験 (以下, 開く方向の曲げ試験)を行った. さらに, 閉じる方向および開く方向の曲げモーメントが作用するL形供試体の3次元FEM解析を実施して, 複合ラーメン橋脚隅角部の応力伝達機構を明らかにした.

2. 鋼I桁とRCラーメン橋脚の複合構造

地方都市の交通緩和と活力ある地域づくりのためには,

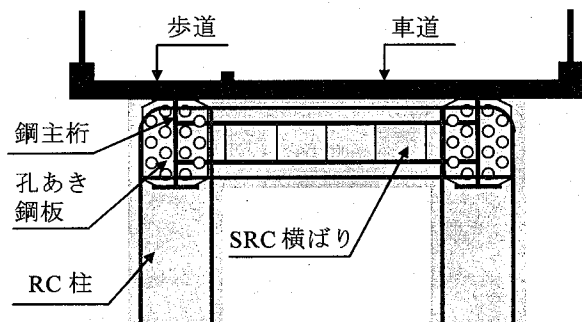


図-1 複合ラーメン橋脚の概念図

大規模バイパスなど新たな公共投資が必要とされている。しかし、新規路線計画では、建設費から維持管理費まで含めたトータルの経済性が重視され、支承を省略できる上下部一体構造の複合ラーメン橋が有効と考えられる。また、都市内高架橋のように桁下を、地域道路や公共施設に利用できる構造としては、写真-1に示すRCラーメン橋脚を用いた連続高架橋が最適である。

それらを満足する鋼I桁とラーメン橋脚との剛結構造は、写真-2に示す福岡北九州高速道路など一部の高架橋に採用されている。構造的には、上部工の鋼I桁と一体構造の鋼製横ばりにRC橋脚柱を差込み、横ばりとダイヤフラムに付くスタッドを介して応力を伝達している。しかし、横ばり部材の工事費縮減や横ばり箱内のコンクリート充填性など、新たな改良が必要と考えられる。そこで著者らは、鋼I主桁とRCラーメン橋脚を接合した、新タイプの複合ラーメン橋脚を提案している。

3. 曲げ試験およびFEM解析の概要

3.1 曲げ試験の概要

(1) 供試体

供試体はラーメン橋脚隅角部を模したL形供試体であり、鋼I主桁により隅角部の補強鋼材が不十分なケースと新しい剛結構造を適用したケースを再現している。具体的には、横ばりはH鋼材とRC断面からなる合成横ばり



写真-1 RCラーメン橋脚の都市内高架橋

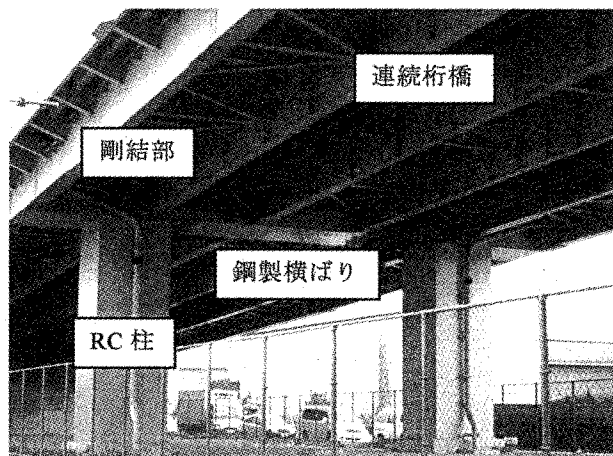


写真-2 RC柱と鋼製横ばりの混合構造

り（SRC）で、柱はRC断面で構成している。隅角部を貫通する上部工の主桁は、鋼I桁を隅角部に埋め込むことで再現し、隅角部に補強鋼材が全くないもの（以下、鋼板なし）、および隅角部の補強鋼材の代替構造として、孔あき鋼板ジベルを主桁ウェブに取り付けた供試体（以下、鋼板あり）を製作した。

閉じる方向の曲げ試験は、鋼板ありと鋼板なしの2種類を準備した。また、開く方向の曲げモーメントに対しては、ハンチを設けることで、隅角部の割裂ひび割れ抵抗が大きくなる⁴⁾ことが知られている。そこで、開く方向の曲げ試験は、道路橋示方書⁵⁾（以下、道示）に準じてハンチ筋を配置した、鋼板ありと鋼板なしの2種類を基本モデルとした。また、隅角部のコンクリート充填性を向上させるため、ハンチを省略してRC柱主鉄筋の一部を鋼I桁下フランジで止めた供試体（以下、ハンチなし）を1体追加し、基本モデルと比較検討した。閉じる方向のハンチに関しては、別途FEM解析でハンチなし供試体と大差ないことを確認しており、今回は実験を省略した。供試体と載荷ケースの組合せを表-1に示す。

供試体の諸元と載荷装置を図-2に、隅角部の構造詳細を図-3に示す。孔あき鋼板ジベルは、隅角部の鋼I桁ウ

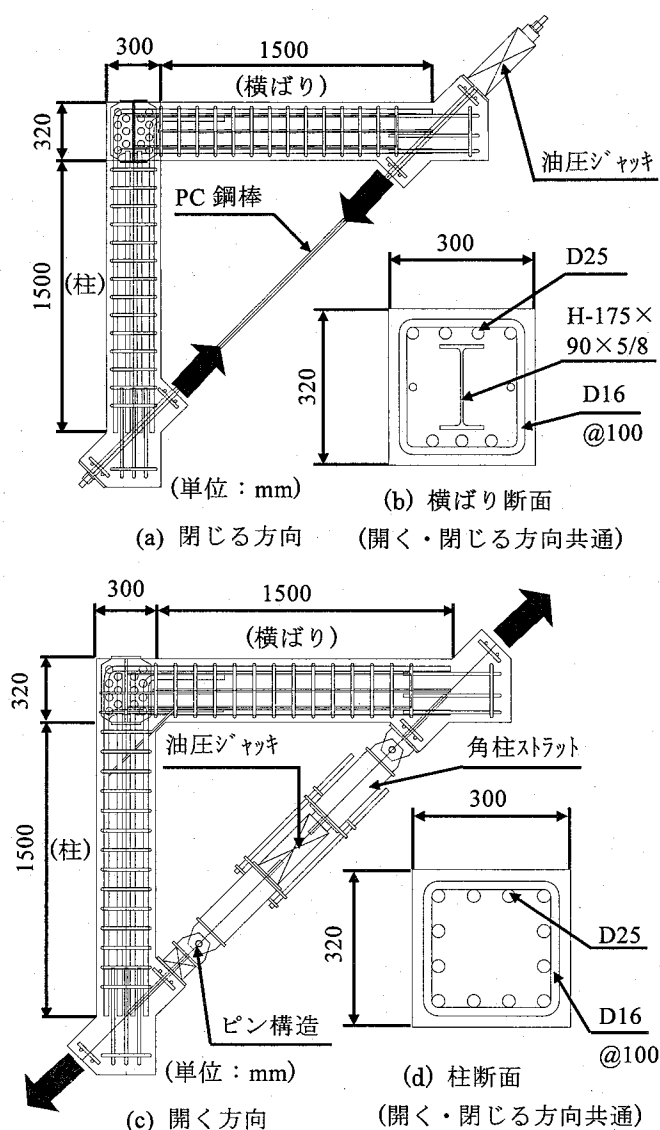


図-2 L形供試体の諸元

エブ両側に2層設置されており、その間隔は170mmである。なお、ジベル孔の各諸元は、土木学会の性能照査指針⁶⁾を参考にして、孔径 $\Phi=40\text{mm}$ 、板厚12mmに決定した。また、孔あき鋼板ジベルは、隅角部のコンクリートに発生する引張応力を、補強鋼材(鉄筋)の代替構造として抵抗できるように、後述する式(2)で設計している。

供試体の材料は、通常のRC橋脚と同じ材料を選定したが、コンクリートの粗骨材は、ジベル孔への充填性を考慮して最大寸法を13mmとしている。コンクリート、鉄筋および鋼材の材料特性を表-2に示す。

(2) 荷重方法

荷重方法は、閉じる方向および開く方向の各曲げモーメントを作用させる一方向荷重の2種類を実施した。前者は、柱および横ばりの端部を貫通するPC鋼棒を油圧ジ

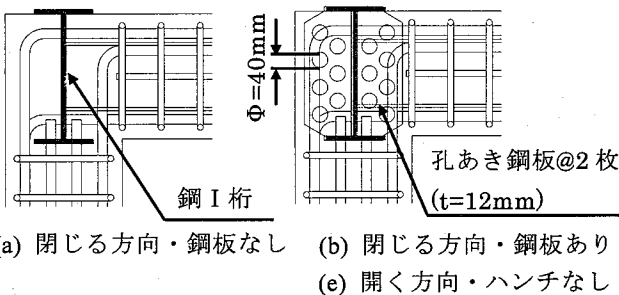


図-3 隅角部の詳細構造

表-1 試験ケースの一覧表

試験ケース	供試体	隅角部 鋼板なし	隅角部 鋼板あり
閉じる方向の 曲げ試験		ハンチなし	
		1体 (a)	1体 (b)
開く方向の 曲げ試験		ハンチあり	
		1体 (c)	1体 (d)
		ハンチなし	
		—	1体 (e)

表-2 材料諸元

(a) コンクリート

試験ケース	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
閉じる方向	34.8	$2.98\text{E}+04$	3.40
開く方向	31.0	$2.60\text{E}+04$	3.10

(b) 鉄筋および鋼材

試験 ケース	部 材	規 格	降伏点強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
閉じる 方向	主鉄筋	SD345	406	641
	H形鋼	SS400	359	443
	孔あき鋼板	SS400	312	441
開く方 向	主鉄筋	SD345	378	550
	H形鋼	SS400	362	466
	孔あき鋼板	SS400	314	468

ャッキで緊張して、隅角部に曲げモーメントを発生させた。後者は、両端がピン構造の角柱ストラットと油圧ジャッキを供試体にセットして、油圧ジャッキのストロークを伸ばすことで、曲げモーメントを発生させた。全ての荷重試験は、テフロン板を敷いた平板上に供試体を水平に設置して実施した。また、荷重増加に伴って変動する軸力は、事前に影響が少ないことを検討している。

ジャッキ荷重は、図-1で想定した複合ラーメン橋脚に対して、道示で算定した断面性能をもとに決定した。荷重ステップは、初めにレベル1地震の荷重相当、次に柱の主鉄筋が許容引張応力度($\sigma_{sa}=140\text{N/mm}^2$)になる荷重(P_d)、さらにレベル2地震相当の荷重、そして最後は破壊まで荷重・除荷を繰返す荷重漸増方式を採用した。

3.2 FEM 解析の概要

隅角部の応力状態を把握するため、汎用 FEM パッケージである LUSAS⁷⁾を用いて3次元非線形解析を行った。解析モデルを図-4に示す。モデルは要素数18,285個、節点数5,713点である。

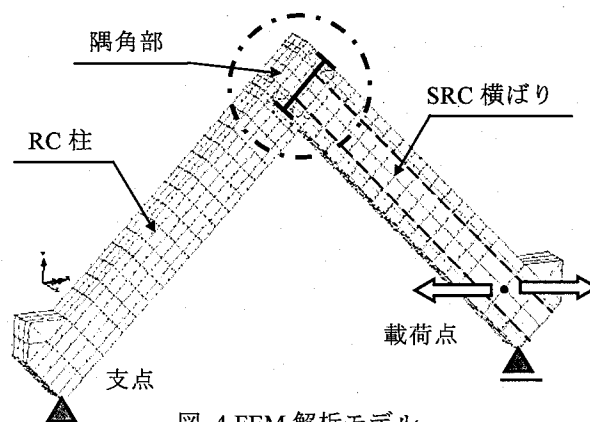


図-4 FEM 解析モデル

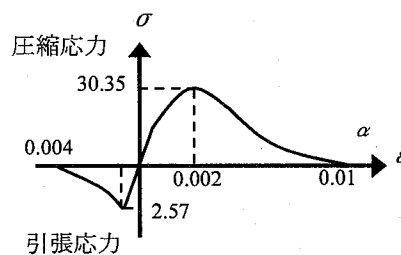


図-5 コンクリート材料の構成則

表-3 FEM 解析条件

使用プログラム	LUSAS ver. 13.5
要素	コンクリート 3D ソリッド要素
	鉄 筋 はり要素
応力-ひずみ	鉄 骨 薄肉シェル要素
	コンクリート マルチリニア型の曲線
構成則	鉄筋・鉄骨 バイリニア型の曲線
	コンクリート 破壊エネルギーを考慮した Concrete Cracking Model
	鉄筋・鉄骨 von Mises の降伏条件

表-4 孔あき鋼板ジベルのパネ特性

パネの種類	パネ特性 (kN/mm/孔)
せん断パネ (鉛直, 水平方向)	$2.00\text{E}+01$
鋼板面垂直方向パネ	$2.00\text{E}+05$ (固定)

表-3 に有限要素と材料モデルを示す。コンクリートは 8 節点ソリッド要素、鉄骨は 4 節点シェル要素、また鉄筋は 2 節点はり要素を用いている。コンクリートの構成則を、図-5 に示す。引張側は、ひび割れ発生まで線形モデルを、ひび割れ発生後はひずみ軟化モデルを採用した。

孔あき鋼板ジベルのモデル化は、既往の研究⁸⁾を参考にして、表-4 に示す 3 方向の線形バネを配置している。鋼板面内は、試験値と解析値の荷重-変位関係が一致するように決定した。鉛直および水平方向のせん断バネを採用し、鋼板垂直方向は応力が発生しないので、解析上は固定とした。さらに、コンクリートと鋼 I 桁の境界は、せん断方向や引張方向の付着力は無視し、圧縮方向の応力のみ伝達する非線形バネ要素でモデル化を行った。

4. 試験結果および考察

4.1 閉じる方向の曲げ試験

(1) 全体の変形挙動

荷重と載荷方向相対変位の関係を図-6 に、各部材の荷重一覧を表-5 に示す。また、鋼板なしの柱と横ばりに着目した荷重-ひずみ曲線を図-7 に、鋼板ありの柱と横ばりに着目した荷重-ひずみ曲線を図-8 に示す。曲げ試験では、隅角部周辺のひずみを計測しており、図-9 に鉄筋ゲージとコンクリートゲージの設置箇所を表す。

供試体の計算値は、道示に準じて算出している。SRC 横ばりと RC 柱が剛結する隅角部は、以下のように計算した。鋼板なしは、式(1)のコンクリートの割裂ひび割れ発生モーメント (M_{CON}) が、隅角部に作用する時の荷重を示している。鋼板ありは、式(2)の孔あき鋼板ジベルによる引張抵抗モーメント (M_{PBL}) と等価な荷重を、鋼板なしの荷重に累加した値である。

$$M_{CON} = 0.65 \cdot R \cdot w \cdot j \cdot \sigma_t / \sqrt{2} \quad (1)$$

ここに、

R : 隅角部の対角線長 (mm)

w : 部材断面の幅 (mm)

j : コンクリートの圧縮合力作用位置と鉄筋の引張力作用位置の間隔 (mm)

σ_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

$$M_{PBL} = n \cdot V_{ud} \cdot j / 2\sqrt{2} \quad (2)$$

ここに、

n : 孔あき鋼板ジベルの総数 (個)

V_{ud} : 孔あき鋼板ジベルの終局せん断耐力⁶⁾ (N)

j : コンクリートの圧縮合力作用位置と鉄筋の引張力作用位置の間隔 (mm)

表-5 より、鋼板なしの解析値と試験値の隅角部の終局荷重は、ほぼ一致している。しかし、載荷試験では柱の主鉄筋が降伏したが、FEM 解析では図-7(a), (b)に示すよ

うに、柱や横ばりの主鉄筋は降伏ひずみ ($\epsilon_y = 2030 \mu$) に達していない。また、荷重-変位曲線においても、解析上で隅角部が終局状態となる荷重 178kN まではよく一致している。しかし、曲げ試験のように、隅角部と柱が同時に破壊して終局状態に達する変形挙動は、FEM 解析では現れていない。これは、載荷試験では荷重漸増方式で各目標荷重まで載荷・除荷を繰返し、供試体を破壊させたが、解析上は荷重の単調載荷で計算しており、繰返し載荷によるコンクリートひび割れの伸展や残留応力の影響が、今回の解析では考慮されないためと考える。

鋼板ありの曲げ試験では、柱のコンクリートが圧縮破壊して終局状態となったが、図-8(a), (b)に示すように、FEM 解析でも同様な結果となっている。しかし、解析上は柱の主鉄筋が降伏応力に達する前にコンクリートが破

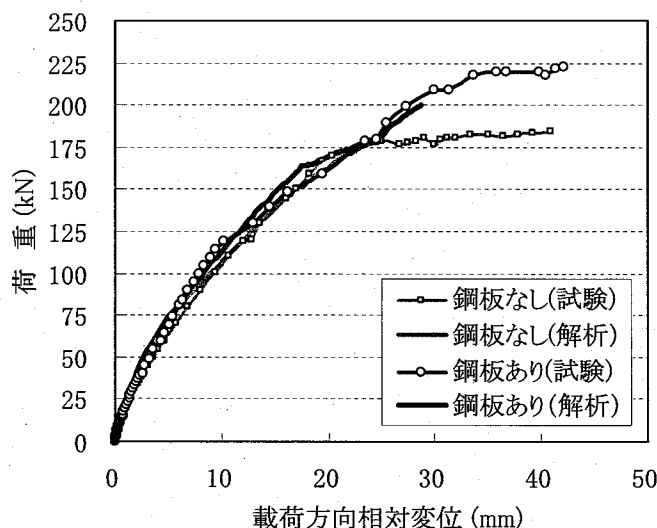


図-6 荷重-載荷方向相対変位 (閉じる方向)

表-5 試験値と FEM 解析値 (閉じる方向)

(単位: kN)

項目			ひび割れ P _{cr}	設計応力 Pd*	鉄筋降伏 Py**	終局 P _{max}
鋼板なし	柱	計算値	22(1.57)	64(0.94)	187(1.12)	187(1.03)
		試験値	14(1.00)	68(1.00)	167(1.00)	181(1.00)
		解析値	21(1.50)	97(1.43)	178以上	178以上
	横ばり	計算値	24(1.50)	67(1.14)	194(1.13)	-
		試験値	16(1.00)	59(1.00)	172(1.00)	-
		解析値	21(1.31)	110(1.86)	178以上	-
	隅角部	計算値	-	-	-	52(0.29)
		試験値	-	-	-	181(1.00)
		解析値	-	-	-	178(0.98)
鋼板あり	柱	計算値	22(1.83)	64(0.93)	187(0.94)	187(0.84)
		試験値	12(1.00)	69(1.00)	199(1.00)	222(1.00)
		解析値	22(1.83)	91(1.32)	***	200(0.90)
	横ばり	計算値	24(1.60)	67(0.96)	194(0.96)	-
		試験値	15(1.00)	70(1.00)	203(1.00)	-
		解析値	22(1.47)	110(1.57)	200以上	-
	隅角部	計算値	-	-	-	233
		試験値	-	-	-	222以上
		解析値	-	-	-	200以上

*鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$

**鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy} = 406 \text{ N/mm}^2$

***柱コンクリートの圧縮破壊

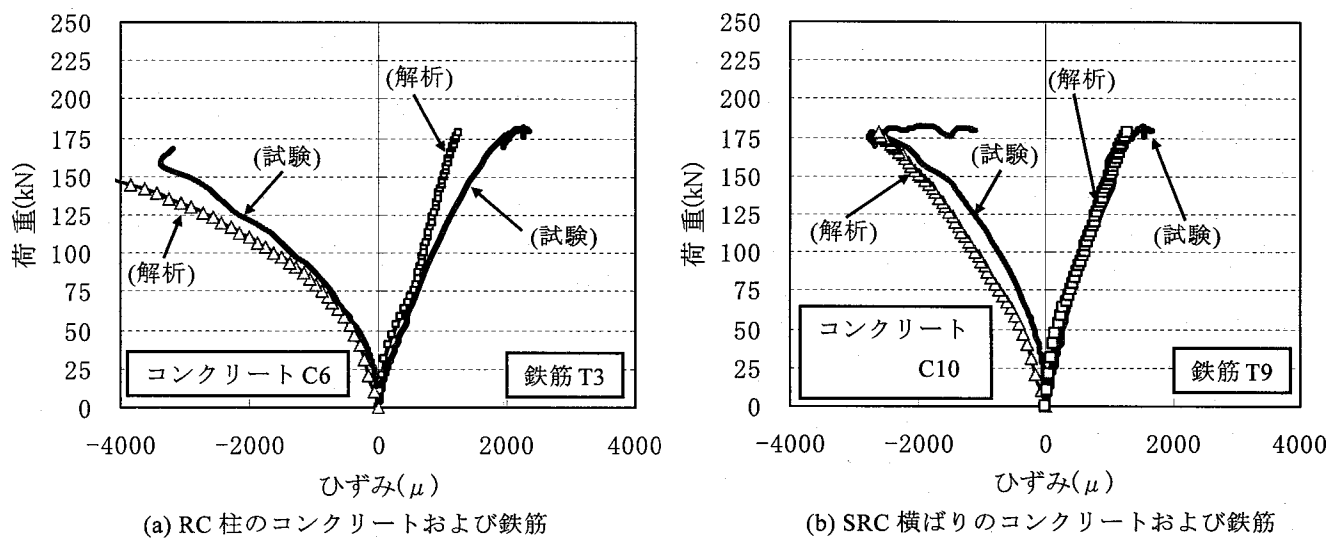


図-7 荷重－ひずみ曲線（閉じる方向・鋼板なし）

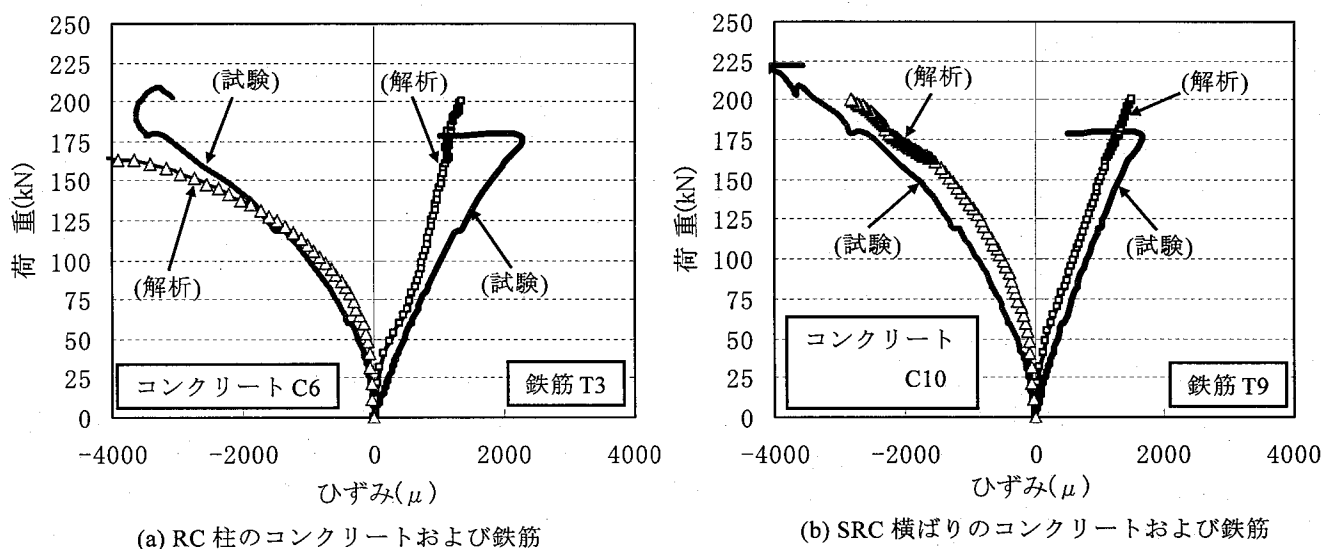


図-8 荷重－ひずみ曲線（閉じる方向・鋼板あり）

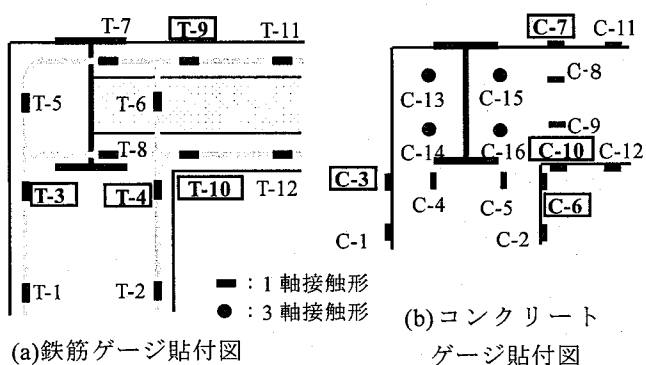


図-9 隅角部周辺の計測箇所

壊しており、終局荷重も解析値の方が試験値と比べて10%低くなっている。荷重－相対変位曲線でも、解析上の終局荷重200kNまではよく一致しているが、柱の主鉄筋が降伏して変形が急増する現象は再現できていない。

しかし、鉄筋やコンクリートの荷重－ひずみ曲線、さらに荷重－相対変位曲線から、複合ラーメン橋脚の終局状態が高い精度で再現できたと判断する。

(2) 隅角部のひび割れ状況

鋼板なしのひび割れ発生状況を写真-3(a)に、鋼板ありを写真-3(b)に示す。変形挙動と同様に、鋼板なしと鋼板ありの供試体では、ひび割れ状況が大きく異なっている。

鋼板なしの供試体は、隅角部の対角方向に大きな割裂ひび割れが発生し、隅角部が剛体としての性状を失っている。貫通する鋼I桁のウェブも板曲げ方向に変形しており、鋼板とコンクリート間に隙間が生じている。柱や横ばりは、ひび割れが集中した箇所はなく、隅角部に割裂ひび割れが集中して終局状態となった。

一方、鋼板ありの供試体は、初めに鋼I桁下フランジ面や柱上端にひび割れが集中し、RC柱の曲げ変形が進行した。また、隅角部の設計耐力は233kNであり、載荷試験の最大荷重（222kN）以上あるが、柱の破壊時に隅角部外側のかぶりコンクリートがひび割れて、最終的に剥離した。解体時に隅角部の内部を確認したが、孔あき鋼板ジベルで補強された隅角部の中心部はひび割れが発生しておらず、孔内のコンクリートも健全であった。

(3) 隅角部の応力状態

鋼板なしの供試体では、隅角部の割裂ひび割れと同時に、鋼 I 桁ウェブとコンクリート間に隙間が計測されている。図-10 に荷重－ウェブ部の隙間の関係を示す。載荷試験では、荷重の増加とともにウェブ上側（ $\Pi-2$ ）の隙間が少しずつ増加しており、コンクリートの割裂ひび割れが伸展した荷重 150kN 以降では、急激に隙間が広がっている。また、隅角部が崩壊した終局荷重では、貫通する鋼 I 桁の変形にともない、ウェブ両側のコンクリートが急激に分離して隅角部としての機能を失っている。このことから、鋼 I 桁によってコンクリートの変形が拘束され、隅角部の耐力が向上したと判断できる。

一方、鋼板ありの供試体で計測された、孔あき鋼板のひずみ分布を図-11 に示す。曲げモーメントの増加に比例して、隅角部の対角方向に圧縮方向と引張方向のひずみが計測された。また、孔あき鋼板のひずみ分布を計算する FEM 解析モデルでは、ジベルの孔に合わせて表-4 の線形バネを円形状に配置した。鋼板のひずみ分布を比較すれば、設計荷重（ P_d ）では解析値と試験値は一致しているが、柱鉄筋の降伏荷重（ P_y ）では解析値の鋼板ひずみが若干小さくなっている。

また、FEM 解析で算出した、コンクリートの主応力分布を図-12 に示す。隅角部に閉じる方向の曲げモーメントが作用すると、柱や横ばりの内側から圧縮力 C_c と

C_b が、外側に沿った主鉄筋から引張力 T_c と T_b が作用する。それにより隅角部の対角方向に、コンクリートの圧縮ストラットが形成されていることがわかる。また、写真-3(b)のひび割れ状況を概ね追跡できると思われる。

これらより、孔あき鋼板ジベルを介して隅角部に引張弦材と圧縮ストラット⁹⁾が形成され、RC 柱－SRC 横ばり間の力が伝達されたと判断できる。

4.2 開く方向の曲げ試験

(1) 全体の変形挙動

荷重と載荷方向相対変位の関係を図-13 に、各部材の荷重一覧を表-6 に示す。また、鋼板なしの柱と横ばりに着目した荷重－ひずみ曲線を図-14 に、鋼板ありの荷重

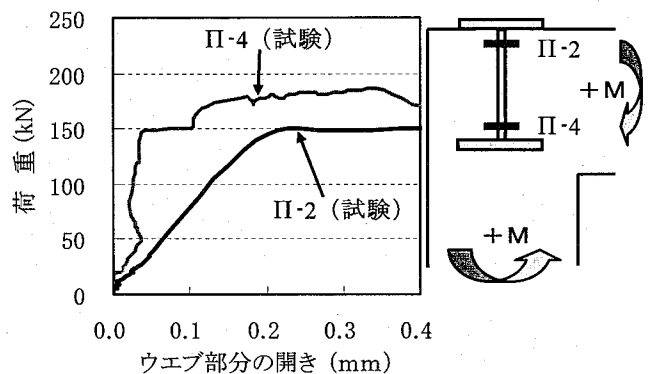


図-10 荷重－ウェブ部の隙間（閉じる方向・鋼板なし）

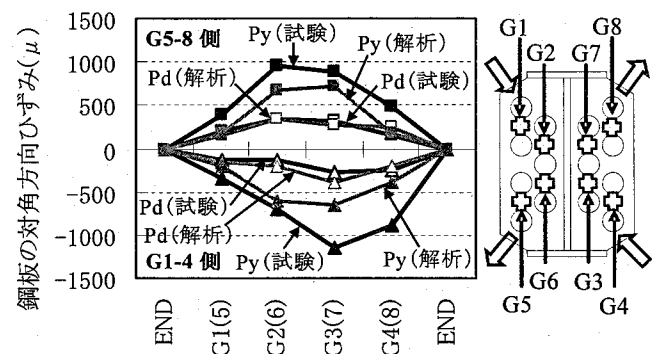
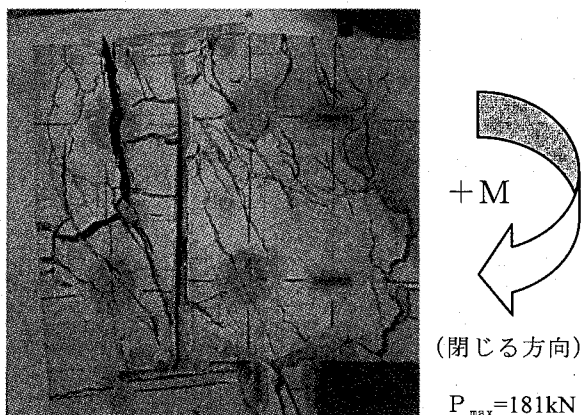
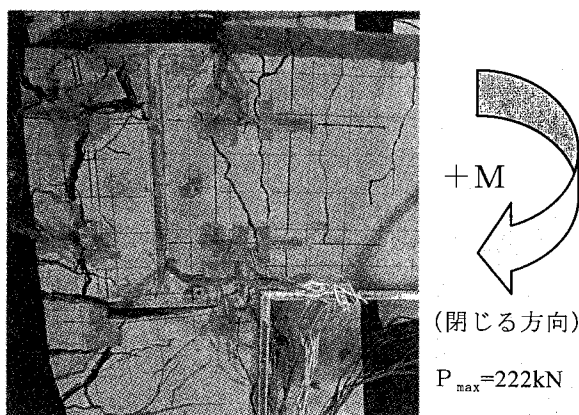


図-11 孔あき鋼板のひずみ分布（閉じる方向・鋼板あり）



(a) 鋼板なし



(b) 鋼板あり

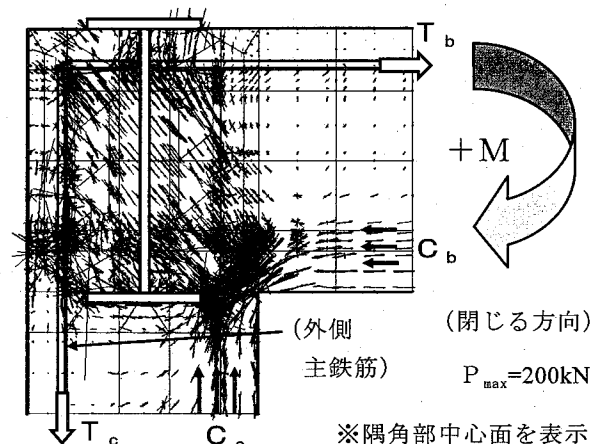


図-12 コンクリートの主応力分布
（閉じる方向・鋼板あり）

写真-3 終局時のひび割れ状況（閉じる方向）

一ひずみ曲線を図-15 に示す。隅角部周辺のひずみ計測箇所は、前述の図-9 と同じである。また、隅角部の設計値も閉じる方向と同様に、鋼板なしではコンクリートの割裂荷重を、鋼板ありでは孔あき鋼板ジベルによる割裂抵抗を累加した値である。

表-6 より、鋼板なしの終局荷重は、試験値が計算値より 30% も大きくなっている。逆に FEM 解析値との比較では、試験値が 33% 小さくなっており、不十分な補剛構造の隅角部の終局強度算定は難しいことがわかる。柱や横ばりの主鉄筋に関しては、図-14(a), (b) に示すように FEM 解析では、柱や横ばりの主鉄筋は降伏ひずみ ($\epsilon_y=2030\mu$) に達してなく、載荷試験および FEM 解析ともに、隅角部が破壊して終局状態となった。また荷重-相対変位曲線では、載荷試験でハンチ部にひび割れが発生した荷重 40kN から、試験値と解析値に差異が表れている。実際の供試体は、繰返し荷重による残留ひずみやハンチ部の曲げひび割れ伸張が見られた。しかし、解析モデルでは、載荷・除荷を繰返すことで生じるひび割れによる、隅角部の剛性低下に追随していないと考えら

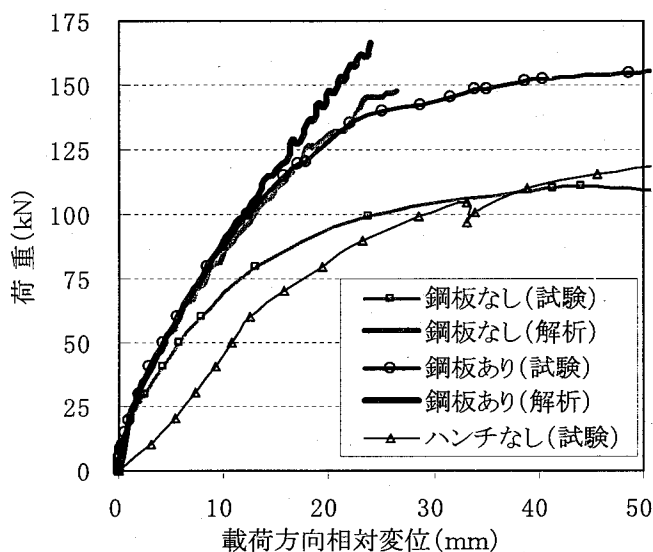
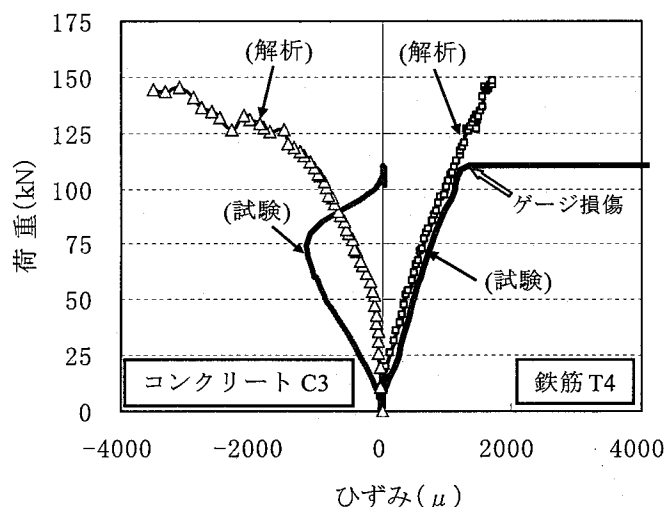


図-13 荷重-載荷方向相対変位 (開く方向)



(a) RC 柱のコンクリートおよび鉄筋

れ、今後さらに検討の必要がある。

一方、鋼板ありの供試体は、ハンチ端部と鋼 I 桁下フランジ下面の柱にひび割れが集中している。そのために柱や横ばりで着目している T4 と T10 の鉄筋は、図-15(a), (b) に示すように、載荷試験および FEM 解析ともに降伏ひずみまで達していない。また、柱の終局荷重に関して

表-6 試験値と FEM 解析値 (開く方向)

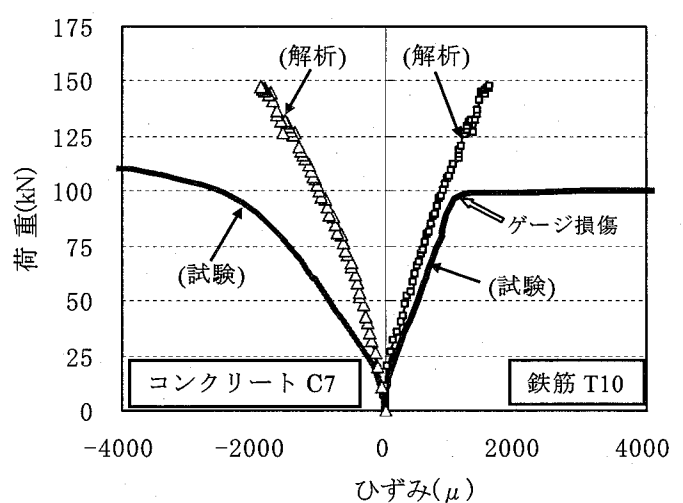
(単位:kN)

項目	ひび割れ Per	設計応力 Pd*	鉄筋降伏 Py**	終局 P _{max}
鋼板なし・ハンチあり	柱 計算値	10(1.18)	64(0.94)	150
	柱 試験値	9(1.00)	70(1.00)	111以上
	柱 解析値	11(1.22)	77(1.10)	148以上
	横ばり 計算値	12(1.35)	61(0.91)	164
	横ばり 試験値	9(1.00)	67(1.00)	111以上
	横ばり 解析値	11(1.22)	80(1.19)	148以上
	隅角部 計算値	-	-	66(0.59)
	隅角部 試験値	-	-	111(1.00)
	隅角部 解析値	-	-	148(1.33)
鋼板あり・ハンチなし	柱 計算値	10(1.11)	64(0.94)	150(1.01)
	柱 試験値	9(1.00)	74(1.00)	149(1.00)
	柱 解析値	11(1.22)	77(1.04)	***
	横ばり 計算値	12(1.35)	61(0.95)	164
	横ばり 試験値	9(1.00)	64(1.00)	-
	横ばり 解析値	11(1.22)	84(1.31)	-
	隅角部 計算値	-	-	225
	隅角部 試験値	-	-	158以上
	隅角部 解析値	-	-	166以上
鋼板あり・ハンチあり	柱 計算値	10(1.11)	64(1.42)	150(1.67)
	柱 試験値	9(1.00)	45(1.00)	90(1.00)
	柱 解析値	11(1.22)	77(1.04)	***
	横ばり 計算値	12(1.20)	61(1.53)	164(1.71)
	横ばり 試験値	10(1.00)	40(1.00)	96(1.00)
	横ばり 解析値	11(1.22)	84(1.31)	-
	隅角部 計算値	-	-	225(1.89)
	隅角部 試験値	-	-	119(1.00)
	隅角部 解析値	-	-	166以上

*鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa}=140\text{N/mm}^2$

**鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}=378\text{N/mm}^2$

***柱コンクリートの圧縮破壊



(b) SRC 横ばりのコンクリートおよび鉄筋

図-14 荷重-ひずみ曲線 (開く方向・鋼板なし・ハンチあり)

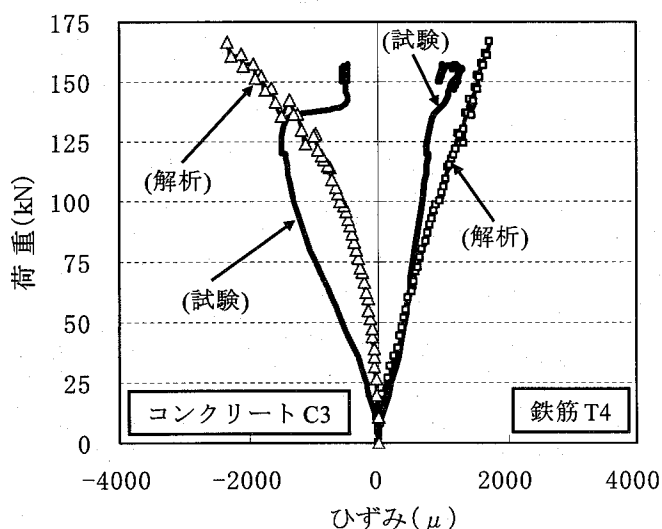
は、試験値と解析値は一致している。だが、荷重－相対変位曲線では、ハンチ部や柱のひび割れが急増した荷重100kN以降は、載荷試験のような変形増加が解析値では見られない。しかし、鉄筋およびコンクリートの荷重－ひずみ曲線や終局荷重の解析値から、複合ラーメン橋脚隅角部の複雑な破壊形態をほぼ再現できたと考える。

さらに、上記の基本モデルと比較するため実施した、ハンチなし供試体の終局荷重は、鋼板あり供試体の隅角部の計算値より約50%低く、鋼板なし供試体とほぼ等しい値であった。これより、隅角部を貫通する柱の主鉄筋やハンチ筋は、隅角部に配置された孔あき鋼板ジベルと同様に、荷重伝達や終局強度に重要な役割を果たしていることがわかる。

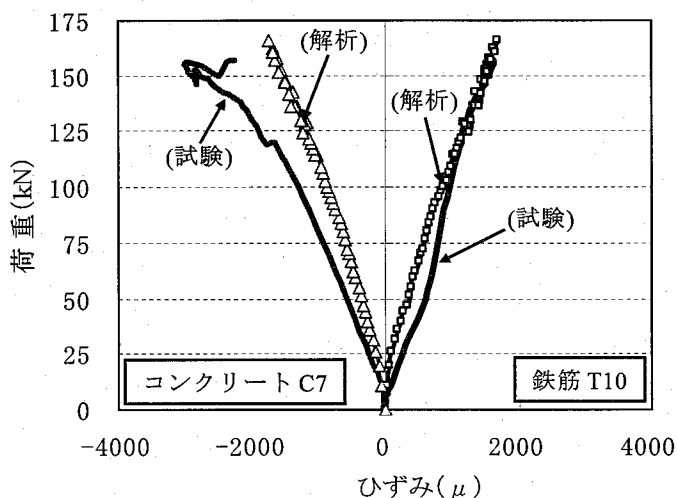
(2) 隅角部のひび割れ状況

鋼板なしのひび割れ発生状況を写真-4(a)に、鋼板ありを写真-4(b)に示す。また、ハンチなし供試体を写真-4(c)に示す。全体の変形挙動と同様に、ひび割れ発生順序や鋼I桁の変形状況などが大きく異なっている。

鋼板なしの供試体は、初めにハンチ端部にひび割れが、



(a) RC 柱のコンクリートおよび鉄筋



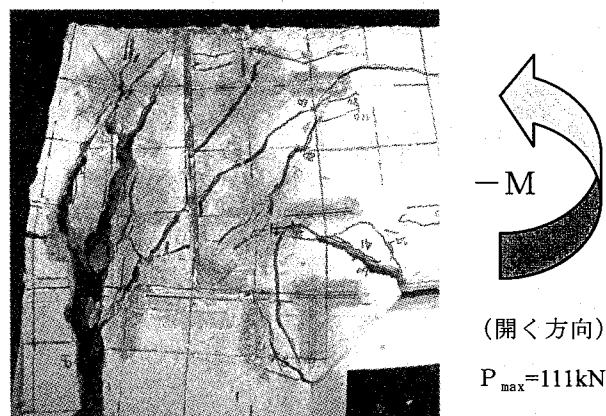
(b) SRC 横ばりのコンクリートおよび鉄筋

図-15 荷重－ひずみ曲線

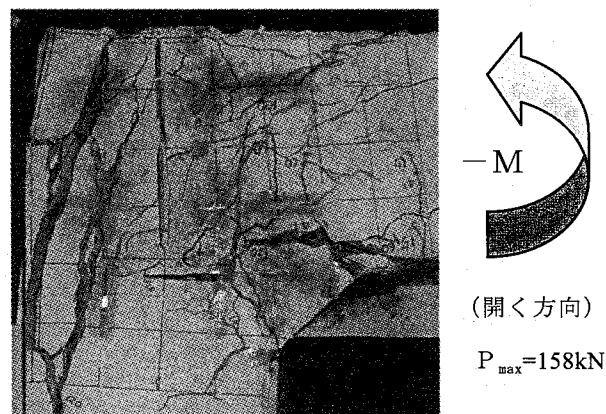
(開く方向・鋼板あり・ハンチあり)

次に荷重 50kN で隅角部の割裂ひび割れが発生した。さらに荷重を増加させると、隅角部の割裂ひび割れが大きくなり、荷重 100kN を過ぎると、鋼 I 桁のウェブ下端に板曲げ方向の変形が発生した。最終的に、主鉄筋に沿ったかぶりコンクリートのせん断ひび割れと剥離によって、隅角部の剛性を失い終局状態となった。

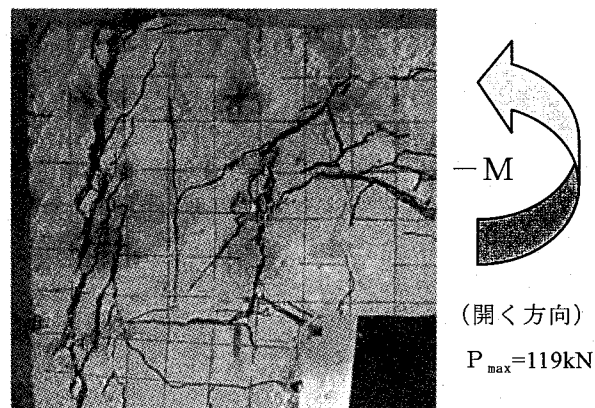
鋼板あり供試体は、荷重 15kN でハンチ端部にひび割れが発生したが、終局荷重の 80% となる荷重 120kN までは、ひび割れの伸展もなく健全であった。次に荷重 150kN で、鋼 I 桁下フランジとコンクリート間に隙間が発生し、ハンチ端部のひび割れと連成して柱が終局状態となった。また終局荷重の直前には、隅角部の主鉄筋へ沿ったコンクリート部分のせん断ひび割れと外側コンクリートの剥



(a) 鋼板なし・ハンチあり



(b) 鋼板あり・ハンチあり



(c) 鋼板あり・ハンチなし

写真-4 終局時のひび割れ状況 (開く方向)

離が、鋼板なしと同様に発生している。

ハンチなしの供試体は、前述の2体と同様に、初めに隅角部内側の曲げひび割れが発生した。さらに荷重を漸増させると、鋼I桁下フランジとコンクリート間に隙間が生じ、隅角部内側の曲げひび割れも増加した。その後、外側主鉄筋へ沿ったコンクリートの圧縮破壊が発生して、柱の破壊と同時に終局状態となった。しかし、孔あき鋼板ジベルで補強された中心部は健全であった。

(3) 隅角部の応力状態

鋼板なしの供試体では、ハンチ端部に曲げひび割れが発生すると同時に、鋼I桁ウェブとコンクリート間に隙間が計測されている。図-16に荷重-ウェブ部の隙間の関係を示す。載荷試験では、荷重の増加とともに鋼I桁が少しずつ変形し、ウェブ上側(Ⅱ-2)左右のコンクリ

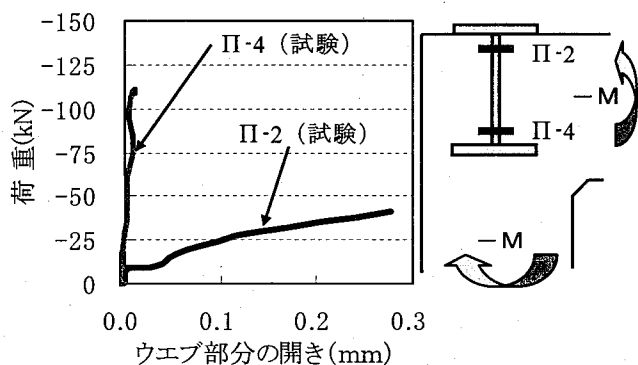


図-16 荷重-ウェブ部の隙間

(開く方向・鋼板なし・ハンチあり)

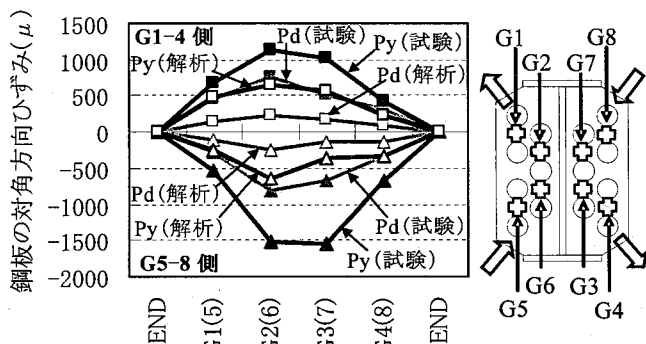


図-17 孔あき鋼板のひずみ分布

(開く方向・鋼板あり・ハンチあり)

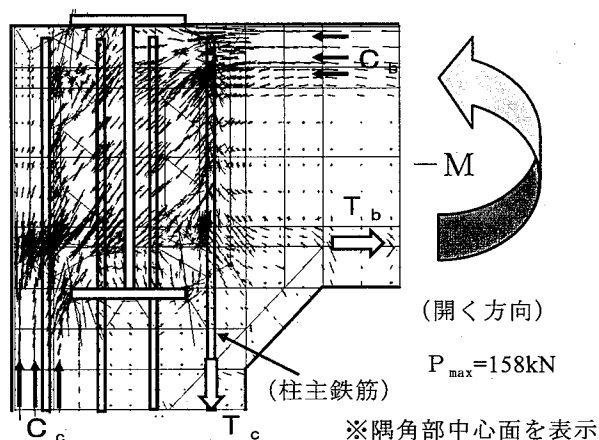


図-18 コンクリートの主応力分布

(開く方向・鋼板あり・ハンチあり)

ートが上下逆方向にずれることで隙間が発生した。また、コンクリートに割裂ひび割れが発生した荷重 50kN で計測不能となった。逆に、引張力が作用するウェブ下側(Ⅱ-4)に関しては、ほとんど隙間が発生していない。このことから、閉じる方向に比べると変形抵抗は小さいが、隅角部を貫通する鋼I桁によってコンクリートの変形が拘束され、隅角部の耐力が向上したと判断できる。

一方、鋼板ありの供試体で計測された、孔あき鋼板のひずみ分布を図-17に示す。曲げモーメントの増加に比例して、閉じる方向と同様に、隅角部の対角方向に圧縮と引張方向のひずみが計測された。また FEM 解析においても、荷重の増加にともなう、孔あき鋼板のひずみ分布が増加している。FEM 解析と載荷試験による鋼板のひずみ分布を比較すると、設計荷重 (P_d) および柱鉄筋の降伏荷重 (P_y) の両方とも、解析値の数値が小さくなっている。今回の解析モデルでは、コンクリートの付着や摩擦力による応力伝達を無視しているが、実際はそれらによる応力伝達が、予想以上に大きいと考えられる。同様な傾向が、図-11の孔あき鋼板ひずみ分布(閉じる方向)でも計測されている。

また、FEM 解析で算出した、コンクリートの主応力分布を図-18に示す。隅角部に柱や SRC 横ばりの圧縮力が作用すると、水平方向の圧縮力 C_b が、柱の主鉄筋や孔あき鋼板ジベルの作用によって、鉛直方向の圧縮力 C_c 方向にカーブするように伝わっている。

これらより、孔あき鋼板ジベルを介して隅角部に引張弦材と圧縮(アーチ形)ストラット⁹⁾が形成され、RC 柱-SRC 横ばり間の力が伝達されたと判断できる。

5. 応力伝達機構

曲げ試験および FEM 解析から判明した、複合ラーメン橋脚隅角部の応力伝達機構について考察する。

5.1 閉じる方向の曲げモーメント作用時

隅角部の応力伝達機構を図-19(a)に示す。柱や横ばりの内側から圧縮力 C_c と C_b が、外側に沿った主鉄筋から引張力 T_c と T_b が作用すると、それにより隅角部の対角方向に圧縮ストラットが形成され、RC 柱-SRC 横ばり間の力が伝達される。同時に、逆の対角方向には割裂ひび割れを発生させる引張力が作用することが、前述の 4.1 よりわかっている。そのために、隅角部には引張力に抵抗する補強鋼材の配置が必要になる。

また、複合ラーメン橋脚の隅角部では、鋼I桁ウェブで分割された隅角部コンクリートが上下方向にずれようとするが、図-19(b)に示すように、鋼I桁フランジや隅角部に配置された連続した主鉄筋による拘束効果が、隅角部の終局耐力の向上や割裂ひび割れ発生後のじん性向上に効果を発揮する。

5.2 開く方向の曲げモーメント作用時

隅角部の応力伝達機構を図-20(a)に示す。4.2 より、柱

や横ばりの外側から圧縮力 C_c と C_b が、内側に沿った主鉄筋から引張力 T_c と T_b が作用すると、隅角部内部に圧縮ストラットが形成されることで、RC 柱-SRC 横ばり間の力が伝達されることがわかっている。閉じる方向と同様に、逆の対角方向には割裂力が作用するので、隅角部には引張力に抵抗する補強鋼材の配置が必要となる。

また、開く方向の曲げモーメントに対しても、図-20(b)に示す隅角部を貫通する鋼 I 桁による拘束効果が、終局荷重の向上や割裂ひび割れ発生後のじん性向上に効果を発揮する。ただし、引張側の主鉄筋が連続していないため、鉄筋による拘束効果は期待できない。

5.3 複合ラーメン橋脚の隅角部

複合ラーメン橋脚では、従来の補強鋼材（鉄筋）が十分に配置できないため、孔あき鋼板ジベルを補強鋼材として採用した。その結果、閉じる方向および開く方向の曲げモーメントに対して、鋼 I 桁と一体となった SRC 横ばり-RC 柱間に、孔あき鋼板ジベルを介した応力伝達機構が形成されることとなる。また本研究で、鉄筋や鋼桁が交差して複雑となる複合構造の接合部を、今回の提案構造によってシンプルに設計できることが確認できた。

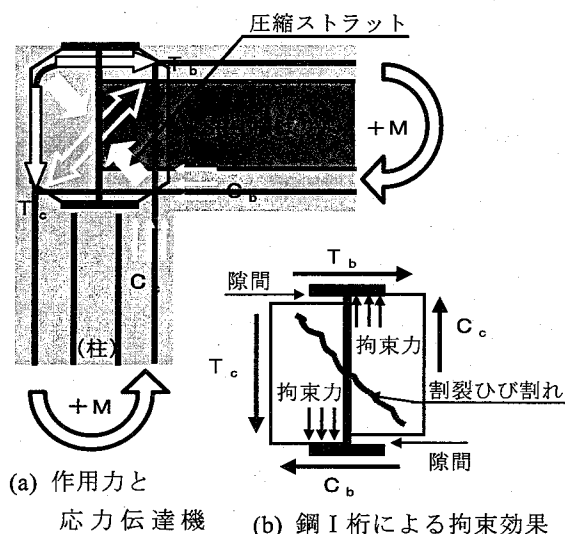


図-19 応力伝達機構（閉じる方向）

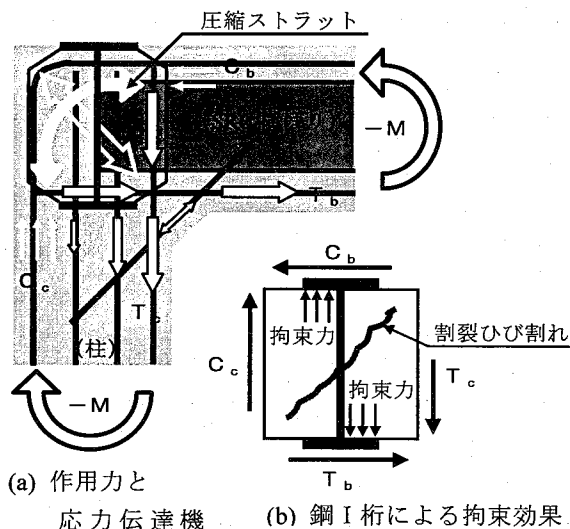


図-20 応力伝達機構（開く方向）

6. まとめ

複合ラーメン橋脚の設計手法の提案を目的として、L形供試体による橋軸直角方向の曲げ試験および FEM 解析を行った。本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 橋軸直角方向の曲げモーメントに対して、複合ラーメン橋脚の隅角部は、コンクリートの割裂ひび割れ抵抗から計算した終局モーメントより、十分に大きな曲げ耐力を有している。それは隅角部を貫通する鋼 I 桁の拘束効果によるものである。
- (2) 孔あき鋼板ジベルを配置することで、隅角部の剛性や耐力が大幅に増加する。閉じる方向の曲げモーメントに関しては、隅角部の対角方向にコンクリートの圧縮ストラットが、孔あき鋼板ジベルを介して引張弦材が形成される。これにより、RC 柱-SRC 横ばり間の応力伝達が確実に行われる。
- (3) 開く方向の曲げモーメントに関しては、隅角部のコンクリートに圧縮（アーチ形）ストラットが、孔あき鋼板ジベルを介して引張弦材が形成され、曲げ応力が伝達される。また、ハンチ筋の設置や RC 柱主鉄筋の隅角部への定着により、隅角部の終局強度は大幅に向上する。
- (4) 鋼板なし隅角部の終局強度を、コンクリートの割裂ひび割れ抵抗から算出すると、(1)の拘束効果分は安全側の評価となる。また、鋼板あり隅角部の終局強度は、定量的評価が難しい拘束効果を考慮せずに、コンクリートと孔あき鋼板ジベルによる割裂抵抗のみを累加することで、安全側に計算できる。

謝辞：本論文の一部は、(社)日本鉄鋼連盟より平成 17 年度鋼構造研究・教育助成制度の補助を受けている。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 高速道路技術センター：鋼とコンクリートの剛結構造に関する技術検討・報告書，1997。
- 2) 友田富雄，日野伸一，山口浩平，郭勝華：複合ラーメン橋脚に用いる SRC 横ばりのせん断耐荷挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，pp.1207-1212，2005。
- 3) 友田富雄ほか：鋼 I 主桁が貫通する RC ラーメン橋脚隅角部の応力伝達機構に関する実験的研究，土木学会第 59 回年次学術講演会，pp.1395-1396，2004。
- 4) 渡辺博志，河野広隆：L 形 RC 隅角部の設計方法に関する検討，土木技術資料 40-10，pp.36-41，1998。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I-IV，2002。
- 6) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案），pp.197-206，2002。
- 7) LUSAS Ver.13 User Guide・Element Library，Finite Element Analysis Ltd，2004。
- 8) 永田淳，明橋克良，渡辺将之：コンクリートの打設方向を考慮した孔明鋼板引抜試験，土木学会第 54 回年次学術講演会，pp.298-299，1999。
- 9) M.J.N.Priestley，F.Seible，G.M.Calvi（川島一彦監修）：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998。

（2005 年 9 月 10 日受付）