孔あき鋼板ジベルを用いた複合ラーメン構造の

剛結部性能確認実験

福嶋研ー・趙唯堅・渡辺 典男*1

Keywords: hybrid rigid connection, perfobond strip, composite girder with PC slab, RC pier, performance test, Fujikawa Bridge 複合ラーメン構造,孔あき鋼板ジベル, PC床版 2 主桁, RC橋脚,性能確認実験,富士川橋

1. はじめに

第二東名富士川橋は、PC床版2主桁を有する、国内初の鋼・コンクリート複合アーチ橋である。本橋では、維持管理の低減、耐震性の向上、経済性等を目的として、 鋼桁とRC橋脚を剛結する構造を図-1に示すように構造 上可能な範囲で採用している。

既に鋼桁とRC橋脚の剛結構造の実績¹⁾²⁾はあるが、 本橋のように独立した鋼2主桁と2本のRC橋脚との接合 は今回が初めての試みである。また、これまでの構造 は、上部工の応力が主桁から横桁を介して下部工へ伝達 するものが多かったが、本構造は、横桁を介さずに直接 橋脚へ伝達する機構を採用している点でユニークな構造 といえる。具体的には、桁から橋脚への応力伝達経路と しては、床版コンクリートから直接橋脚へ伝達する経 路、主桁フランジの支圧作用から伝達する経路、鋼とコ ンクリートの付着から伝達する経路、ならびに主桁ウェ プおよび下フランジに配置した鋼とコンクリートのずれ 止めから伝達する経路等が考えられる。従来、鋼とコン クリートのずれ止めは、頭付きスタッドが用いられてい

R:剛結、E:ゴム支承



^{*1} 横浜支店 土木作業所

るが、本構造では疲労特性や施工性に優れ、省力化が可 能であり、かつ大規模地震時に発生する高レベルの応力 に対応できる、孔あき鋼板ジベル³⁾を採用した。なお、 剛結部の設計は、桁と橋脚間の伝達機構が複雑であるこ とからFEM解析を実施し、ずれ止めや補強鉄筋の検討を 行っている。

本報は、設計の妥当性を検証するために実施した静的 載荷実験結果から、FEM解析値との比較結果および耐荷 性能評価結果を報告するものである。

2. 実験概要

2.1 供試体

2.1.1 剛結部の設計概要

本構造の特徴は、図-2に示すように主桁を橋脚コンク リートに直接埋設したような簡易な形式を採用している 点、および鋼とコンクリートのずれ止めに孔あき鋼板ジ ベルを採用している点にある。このような構造では、主 桁周辺の補強が重要となる。本構造の設計方針として、 終局時の挙動を明確にするために、接合部が先行破壊し ないよう、桁や橋脚一般部よりも剛結部の耐力を上げて いる。具体的には、大規模地震時において塑性化しない ように3次元弾性FEM解析の結果を使用して剛結部を補 強した。FEM解析モデルは、剛結部周辺の橋脚、主桁お よび床版を対象とし、コンクリートにソリッド要素、鋼 板にシェル要素を使用した。境界条件として、鋼とコン クリートが完全に一体で挙動する場合(付着有り)と両 者の間が滑る場合(付着無し)の2ケースを実施した。 2.1.2 供試体の概要

供試体は、実構造物の1/4スケールとし、図-2に示す ような1組の桁と橋脚を抽出したモデルとした。また、 供試体は桁と橋脚を天地逆に設置し、桁両端をPC鋼棒で 固定した。桁は、実構造物で合成桁を採用していること から、実験においても床版を再現している。表-1に供試 体に使用した材料仕様を示す。

(1) RC橋脚の主筋及び帯筋

実構造物のRC橋脚の主筋および帯筋量は、大規模地震 時における基部のじん性設計により決定されており、供 試体においても実構造物とほぼ同じ鉄筋比となるように 決定した。配筋は、主鉄筋:D16ctc60mm、帯鉄筋: D13ctc65mmである。

(2) 孔あき鋼板ジベル

孔あき鋼板ジベルは、主桁ウェブおよび下フランジに 配置しており、大規模地震時に生じる断面力をもとに、 剛結部周辺のFEM解析を行って必要量を算定した。供試



表-1 材料仕様

材料	仕様	
コンクリート	_{ck} = 40 N/mm ²	
主桁	SM490A	
鉄筋	SD345	
橋脚主鉄筋比	Ps = 2.1 %	
橋脚帯鉄筋比	Pt = 0.18 %	

体では相似則を考慮し、実耐力の(1/4)² =1/16となるよう に決定した。孔あき鋼板ジベルは、ウエブ配置: 39mm×6個×8枚、下フランジ配置: 32mm×6個× 2枚でる。

(3) 剛結部補強鉄筋

実構造物の剛結部補強鉄筋量は、孔あき鋼板ジベルと 同様にFEM解析により必要鉄筋量を算定しており、供試 体では実構造物とほぼ同じ鉄筋比となるように決定し た。

2.2 載荷方法

図-3に実験概要図を示す。供試体への載荷は、3段階 に分けて行った。第1段階および第2段階は設計の検証 実験であり、第3段階は終局状態における耐荷性能確認 実験である。

第1段階:橋脚部に常時死荷重おおび活荷重に相当す る鉛直軸力(N=335kN)を載荷する。

第2段階:橋脚部に常時死荷重(N=235kN)を作用さ せながら、水平荷重(P=270kN)を載荷した(以下、大 規模地震レベル)。

第3段階:終局状態における剛結部の性能を確認する ために、軸力を除荷した状態で、降伏変位(y = 20mm)を基準として水平変位を1 y、2 y・・・と 降伏変位の整数倍ずつ増加させながら、各載荷ステップ ごとに1回ずつ正負交番載荷を行った。





図-3 実験概要図

- 3. 実験結果および考察
- 3.1 設計の検証

3.1.1 大規模地震レベルにおける最大鋼材ひずみ

表-2に示すように、大規模地震レベルにおいて鋼材が 降伏していないことを確認した。

表-2 大規模地震レベルにおける最大鋼材ひずみ

単位:µ

鋼材	部位	smax	sy
橋脚主筋	下フランジとの接合付近	1,500	2,000
剛結部補強筋	下フランジとの接合付近	1,100	2,000
主桁下フランジ	橋脚との接合付近	1,600	1,800

3.1.2 実験値とFEM解析値との比較

実験値とFEM解析値を比較し、解析方法の妥当性を 検証する。比較項目は、図-4に示すように下フランジ に設置した孔あき鋼板の橋軸方向ひずみとする。実験







値とFEM解析値を比較して図-5に示す。

(1) 設計荷重レベル載荷時

実験の橋軸方向ひずみ分布は、解析値(付着有り) の状態に近く、鋼とコンクリートは一体となって挙動 していることが確認された。

(2) 大規模地震レベル載荷時

実験の橋軸方向ひずみ分布は、鋼板端部は付着無しの 状態に近く、端部から離れると付着有りの状態に近い挙 動になっている。

3.2 正負交番載荷実験

図-6にP- 曲線を示す。供試体は、降伏変位の10倍 をこえる最終載荷段階まで明確な耐力の低下もなく、じ ん性のある挙動を示した。具体的な耐荷挙動をみると、

y=20mmで下フランジ付根において橋脚主筋が初降伏 した。このときのコンクリートひび割れ幅は0.08mmで あった。その後、ひび割れは下フランジ付根と下フラン ジから約50cm上付近に集中し始めた。後者のひび割れ発 生箇所は、剛結部の補強鉄筋の定着端位置にあたる。

+5 yで引張側鉄筋の被りコンクリートが剥離を始 め、-6 yで最小値-550kN、+7 yで最大値590kNの耐力 を記録した。10 y終了後、加力装置の限界に達した 275mmで実験を終了したが、耐力は最大荷重の8割以上 を保持していた。写真-1および写真-2に正負交番載荷 実験中および実験後の橋脚の写真を示す。



4. まとめ

本実験により得られた結果をまとめると次の通りとな る。

(1) 設計で想定している設計荷重レベルおよび大規模地 震レベルにおいては、実験結果はFEM解析により再現で きていること、また発生応力度が許容値以内にあること から、供試体と同様な方法でFEM解析により設計してい



写真-1 大規模地震時(=13.7mm)



写真-2 実験後の供試体 (=275mm)

る実構造物においても、適切に設計がなされていると判断された。

(2) 正負交番載荷実験において、供試体は降伏変位の10 倍をこえる最終載荷段階まで明確な耐力の低下もなく、 じん性のある挙動を示した。特に剛結部周辺は顕著な損 傷が認められなかったことから、剛結部に適切な補強鉄 筋が配置された場合、桁と橋脚を孔あき鋼板ジベルで剛 結する本構造は、終局時においても良好な耐荷性能を示 すことが期待できると判断された。

参考文献

1) 鈴木裕二、水口和之他: 複合ラーメン橋剛結部の一構造と模型実験,構造工学論文集vol.44A,pp1435 1446,1998.12

2) 松井繁之、湯川保之他: 複合ラーメン橋・鋼桁-RC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,pp1367 1374,1997.3.

3) Leonhardt,F. et al. : Neues vorteilhaftes Verbundmittel fur Stahlverbund - Tragwerke mit hoher Daerfestigkeit, Beton - und Stahlbetonbau, Hef 1987.12