

(I -66) 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼 2 主桁—RC 橋脚複合ラーメン構造の性能確認実験

日本道路公団 正員 福永靖雄 正員 長田光司
大成建設株式会社 正員 渡辺典男 正員 ○弓家 猛

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、本橋のように鋼 2 主桁と独立した 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、本構造は直接下部工へ伝達する機構を採用している。応力伝達経路に、鋼主桁に配置した鋼とコンクリートのずれ止めからの伝達が考えられる。今回、ずれ止めに孔あき鋼板ジベル³⁾を採用した。

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 解析値の比較結果および耐荷性能結果を報告するものである。

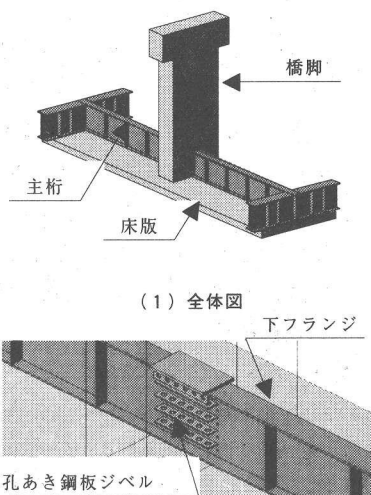
2 実験概要

2.1 剛結部の設計概要

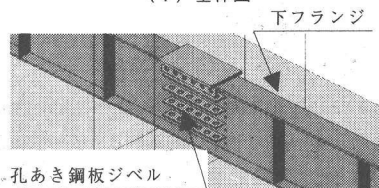
本構造の設計方針として、終局時の挙動を明確にするために、接合部が先行破壊しないように周辺部材の桁や橋脚より剛結部の耐力を上げている。具体的には、大規模地震時において塑性化しないように 3 次元弾性 FEM 解析の結果を使用して剛結部を補強した。FEM 解析モデルは、剛結部周辺の橋脚、主桁および床版を対象とし、コンクリートにソリッド要素、鋼板にシェル要素を使用した。境界条件として、鋼とコンクリートが完全に一体で挙動する場合（付着有り）と両者の間が滑る場合（付着無し）の 2 ケースを実施した。

2.2 供試体の概要

供試体は、実構造物の 1/4 スケールとし、図-1 に示すように桁および橋脚を抽出した半断面モデルを採用した。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。表-1 に供試体を使用した材料仕様を示す。RC 橋脚の主筋および帯鉄筋量は実構造物とほぼ同じ鉄筋比となるように決定した。主桁に配置している孔あき鋼板ジベルと、剛結部補強鉄筋量は大規模地震時に生じる断面力をもとに FEM 解析の結果、必要量を算定した。



(1) 全体図



(2) 接合部拡大図

図-1 供試体

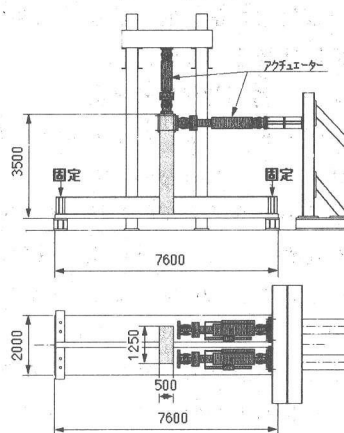


図-2 実験概要図

表-1 材料仕様

材 料	仕 様
コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$
主桁鉄筋	SM490A
橋脚主鉄筋比	SD345
	$p_s=2.1\%$

キーワード：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

連絡先：JH 富士工事事務所 〒417-0061 富士市伝法字大原 170-1 電話：0545-22-5001

大成建設（株） 〒163-0606 新宿区西新宿 1-25-1 電話：03-5381-5297

2.3 載荷方法

供試体への載荷は、3段階に分けて行った。第1段階：設計荷重における応力状態を再現するために、RC橋脚頂部に設計荷重に相当する鉛直力を作用させた。第2段階：大規模地震時状態を再現するために、死荷重時反力に相当する鉛直荷重を作用させながら、水平荷重を載荷した。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 ($\delta y = 20\text{mm}$) を基準として降伏変位の整数倍ずつ増加させながら、1回ずつの正負交番載荷を実施した。図-2に実験概要図を示す。

3 実験結果

3.1 設計の検証

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-3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し、実験値と FEM 解析値を図-4および図-5に比較する。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。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と推察される。実験値は、何れの荷重レベルにおいても、事前の FEM 解析により想定していた検証値の範囲以内にあることが確認された。

3.2 正負交番載荷実験

図-6に、P- δ 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、 $\delta y = 20\text{mm}$ 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。この後、ひび割れは、下フランジ付根と下フランジから約 50cm 上あたりに集中し始めた。後者のひび割れは、剛結部の補強鉄筋が定着されている位置にあたる。 $+5\delta y$ で引張側鉄筋の被りコンクリートが剥離を始め、 $-6\delta y$ で最小値 -550kN 、 $+7\delta y$ で最大値 590kN の耐力を記録した。10 δy 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。

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何れの荷重レベルにおいても、実験結果は FEM 解析により再現できているため、供試体と同様な方法で設計している実構造物において、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、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いことから、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的性状について、構造工学論文集vol.43A, pp1367~1374, 1997.3
- 3) Leonhardt, F. et al.: Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau, Hef 12/1987

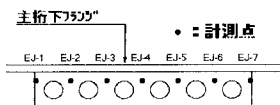


図-3 孔あき鋼板のひずみ計測位置

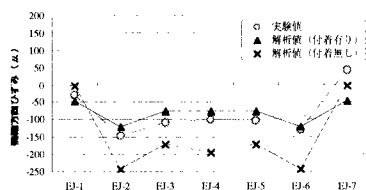


図-4 孔あき鋼板の橋軸方向ひずみ分布
(設計荷重レベル載荷時)

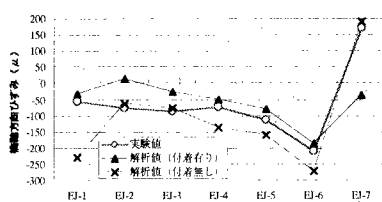


図-5 孔あき鋼板の橋軸方向ひずみ分布
(大規模地震時レベル載荷時)

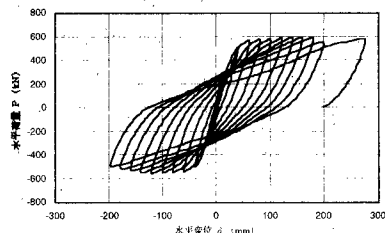


図-6 P- δ 曲線