

## 内部にレールを有するコンクリート橋脚を模擬した交番载荷実験

東日本旅客鉄道(株) 正会員 ○高橋 紗希子  
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 鈴木 雄大  
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 大郷 貴之

### 1. はじめに

鉄道構造物の耐震補強工事は、1995年1月に発生した兵庫県南部地震による被害実態を踏まえ、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないことを目的に進められている。今回、鋼棒挿入による補強<sup>1)</sup>を計画していた無筋コンクリート橋脚の内部に、レールが埋設されていることが確認された(図-1)。

そこで、レールが耐力や破壊形態に与える影響や、レールを有する構造に対して橋脚上部からの鋼棒挿入した場合の補強効果を確認することを目的とし、模擬試験体を製作して交番载荷試験を行った。本稿ではその結果について報告する。

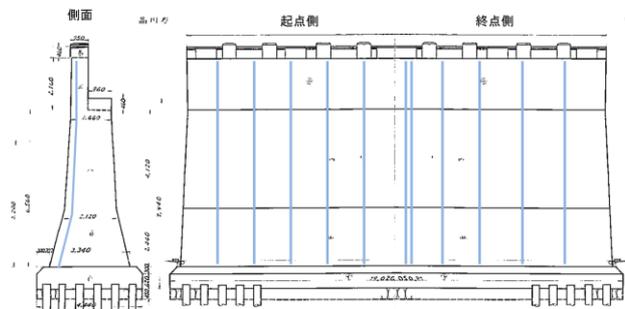


図-1 レール配置

### 2. 既設構造物調査

非破壊検査の結果、レール本数は確認できた(図-2)が、フーチングへの定着の有無について不明であった。レールの断面寸法ははつり出しを行い、埋設されているレールの寸法を把握した。得られた断面寸法および参考文献<sup>2)</sup>より、当該の橋脚が施工された年代に使用されていた30kgレールと想定した。

既設の橋脚の耐力は、せん断耐力と、橋脚が曲げ耐力に達するときのせん断力の比である曲げせん断耐力比( $V_yd/V_{mu}$ 、以下耐力比という)が最も小さくなるよう参考文献<sup>2)</sup>より最も降伏耐力が大きい $419N/mm^2$ を採用し、断面寸法は現地調査で得られた値にて算定した。ここで、耐力比の計算に用いたせん断耐力 $V_yd$ は、既往の評価式<sup>3)</sup>に基づいて算出した $V_{cd}$ とし、曲げ耐力 $M_u$ は、鉄道構造物等設計標準<sup>4)</sup>に基づいて算出した。

### 3. 実験概要

#### 3.1 試験体概要

No.3試験体の概要図を図-2に、試験体諸元を表-1に示す。パラメータは、耐力比、軸力および補強用鋼材の有無である。コンクリート強度は対象とする橋脚と合わせて $19N/mm^2$ とし、レールを模擬した鋼材にはSM570を用い、曲げ耐力が大きくなるようフーチングに定着させた。No.1試験体は、対象とする橋脚と鉄筋比、せん断スパン比を

合わせた試験体である。No.2試験体では、耐力比をさらに小さくするためレールを増やし、さらに軸圧縮力を大きくした。No.3試験体は、レールに加えて鉛直鋼棒による補強を模擬した試験体である。鉄筋コンクリートの場合は、耐力比0.9以上で曲げ破壊<sup>5)</sup>と考えられるが、引張鋼材がレールの場合の破壊形態が不明なため、耐力比は1.0を下回るように、鉛直補強鋼棒としては $\phi 30$ 、SS400の丸鋼を、図心位置に5本配置した。

#### 3.2 载荷方法

载荷は、所定の軸力を導入した後に水平ジャッキにて正負交番载荷を行った。鋼材の降伏前にコンクリートと鋼材の付着が切れる可能性があるため、载荷は計算で求めた降伏変位に達する点か、鋼材が降伏ひずみに達する点のうち小さい方を降伏変位の $1\delta y$ とした。载荷ステップは1ステップ3サイクルで $10\delta y$ までは整数倍、 $10\delta y$ 以降は $12\delta y$ 、 $16\delta y$ 、 $20\delta y$ の順に载荷し、降伏荷重を下回るまで行った。

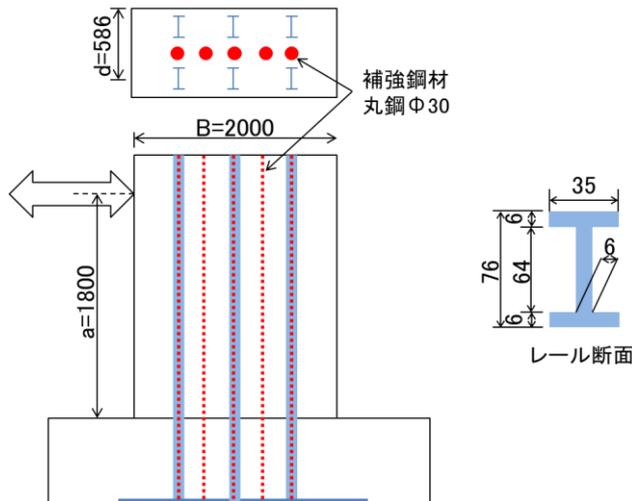


図-2 試験体概要図(No. 3)

### 4. 実験結果

#### 4.1 損傷状況

No.1試験体では、レールで計測したひずみが降伏ひずみに達する前に、計算上の降伏変位に達した。その後、 $2\delta y$ 時にレールが降伏ひずみに達した。その後はフーチングと柱の境界部で目地が切れ、く体が剛体として変形するロッキング挙動を示した。 $4\delta y$ で最大荷重を迎え、その後緩やかに荷重が低下し、 $16\delta y$ で圧縮側の基部に圧壊が確認され、 $24\delta y$ で降伏荷重を下回った。No.2試験体は、No.1試験体にレールを追加し、軸力を大きくすることで耐力比および軸力の影響を確認した試験体である。この試験体では軸力が大きいため、

キーワード レール, 耐力比, 耐震補強

連絡先

〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6 東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター 03-6276-1251

表-1 試験体諸元

試験体 No.	断面寸法 B×H (mm)	せん断スパン比 a/d	レール本数 (片側) (本)	軸力 N'd (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 f'ck (N/mm <sup>2</sup> )	耐力比 Vyd/Vmu	補強鋼材
1	2000×750	3.07	2	0.5	21.3	1.16	無
2	2000×750	3.07	3	1.93	19.2	0.79	無
3	2000×750	3.07	3	0.17	19.0	0.88	有

基部のコンクリートが損傷して荷重低下した点が異なるものの、せん断破壊とはならなかった。

No.3 試験体では、1δy 時レールが降伏ひずみに達した。3δy で最大荷重を迎えた際、圧縮側の柱基部に圧壊が確認された。その後、目地の開きとく体のひび割れが同時に進行し、5δy 時に、引張側でせん断スパンの中央付近に水平ひび割れが発生するとともに、補強用の鋼材が基部で降伏ひずみに達した。変位が進むにつれて柱の基部で目地が切れ、ロッキング変形に移行した。

4.2 変形性能と耐力評価

No.1 試験体では耐力比が 1.16 で曲げ破壊型のため、基部で損傷が進み、紡錘型の履歴となった。No.2 試験体では、変位をピーク時から 0 に戻す際、フラッグ型の履歴曲線となった。そのため最大荷重まではエネルギー吸収が少ない。また、軸力が大きいため他の試験体と比べて最大荷重後基部のかぶりコンクリートの損傷が大きく荷重低下したが、せん断破壊には至らず、脆性的な破壊は生じなかった。No.3 試験体は鋼棒挿入による補強を模擬した試験体であり、耐力比は 0.88 であるが、こちらも基部でレールの降伏、コンクリートの圧壊となり、履歴は紡錘型となった。試験体 No.2, No.3 の荷重変位曲線を図-3, 図-4 に示す。

試験体 No.3 のく体の水平変位を高さ方向に下端から 600mm, 1200mm, 1800mm の位置で測定し、回転角度を示した図を図-5 に示す。図に示す通り、回転角度に高さ方向の変化がないことから、く体は曲げ変形を生じることなく、剛体として変形が進んだと言える。また、他の試験体も同様の結果であった。

曲げ耐力の実験値/計算値は、試験体 No.1 で 1.10, No.2 で 1.03 となった。No.3 では、丸鋼を鋼材として考慮した場合の計算値に対して 0.76 となった。最大荷重時に、丸鋼には大きなひずみが発生していないことから、丸鋼が曲げ耐力に与える影響は少なく、計算値との乖離が生じたと考えられる。

5. まとめ

今回、レールを有するコンクリート橋脚を模擬した試験体を製作し、交番載荷試験を行った。その結果、せん断スパン 3.07, 耐力比 0.8 程度以上、軸力が 0.17~0.5N/mm<sup>2</sup> 程度であれば、橋脚はせん断破壊することなく、曲げ降伏後ロッキングにより変位し、荷重低下も緩やかであることが確認できた。また、せん断スパン 3.07, 耐力比 0.8 程度で軸力が 1.93N/mm<sup>2</sup> の場合、基部が損傷し荷重が低下するが、せん断破壊は生じないことが確認できた。

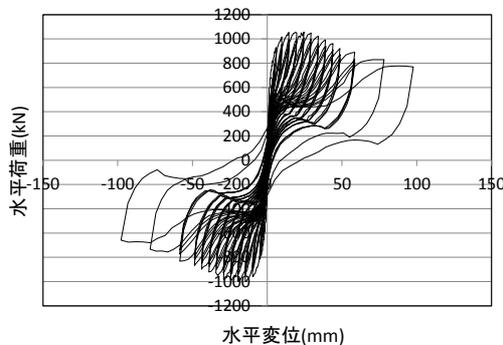


図-3 No. 2 試験体 荷重変位曲線

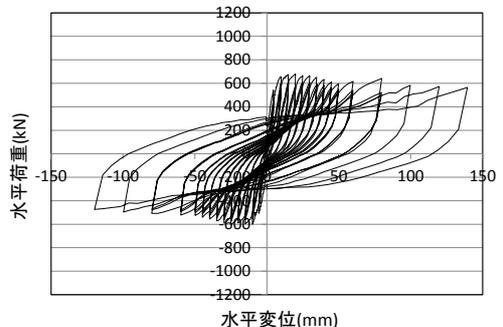


図-4 No. 3 試験体 荷重変位曲線

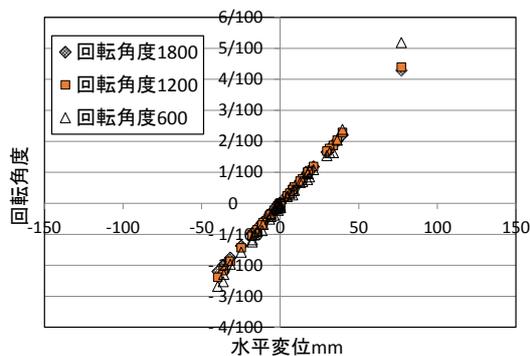


図-5 No. 3 試験体 く体の回転角度

【参考文献】

- 1) 徳永他：鋼棒挿入による無筋コンクリート橋脚打継部の耐震補強効果，土木学会第 64 回年次学術講演会，2009
- 2) 齋藤聡：古レール造乗換跨線橋の耐震性能に関する研究，2011
- 3) 二羽他：せん断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No. 372, V-5, pp. 167-176, 1986. 8
- 4) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，pp. 71-74, pp. 135-150, pp. 238-239, 2004. 4
- 5) 石橋他：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究，土木学会論文集，第 390 号 V-8, 1988. 2