

目地部での水平ずれ抑制を目的とした鋼板の補強効果に関する確認実験

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 佐々木 尚美

1. はじめに

鉄道構造物には無筋・組積橋脚が残存している。無筋・組積橋脚の地震時被害では、図-1、図-2に示すような水平ずれの被災事例が多い¹⁾²⁾。無筋・組積橋脚の耐震補強を行う場合、全周を鉄筋コンクリートまたは鋼板等で巻立てる方法が基本となるが、供用されている橋りょうにおいては、橋脚の大幅な断面拡幅が困難な場合がある。

そこで、大幅な断面拡幅をせずに、橋脚基部をロッキング変形させ、併せて橋脚が転倒しないよう橋脚天端の変形量を制限することで、大規模地震時に橋りょう全体で落橋防止を図ることを検討した。このような落橋防止システムを成立させるためには、ロッキングを誘導する橋脚基部以外での過大な水平ずれを防止する必要がある。本論文では、水平目地をまたぐように補強用の鋼板（以下、補強鋼板という。）を設置することにより、過大な水平ずれを防ぎ、ロッキング変形へ誘導できることを確認するため、水平目地を設けたコンクリート供試体を作製し、交番載荷実験を実施した結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体の概要図を図-3、図-4に、試験体諸元を表-1に示す。

供試体 No.1 は、水平目地部に補強鋼板を設置した際の補強部の破壊形態や耐荷機構について確認することを目的とした供試体である。水平目地のすべり面での抵抗力は、摩擦抵抗および補強鋼板の純せん断耐力と想定した。また、補強鋼板を固定する貫通鉄筋には、補強鋼板に生じるせん断耐力程度の引張力が生じるものとして供試体を設計した。

これに対し No.2 供試体では、No.1 の実験による破壊形態を踏まえ、水平目地部でずれが生じることにより、貫通ボルトを支点として補強鋼板に引張力が生じると想定した。その力は鉛直成分と水平成分に分解され、水平成分が水平荷重に抵抗するとし、柱の基部で曲げひび割れを生じるよう設計した。

2.2 載荷方法

柱とフーチングからなる供試体のフーチングを PC 鋼棒により床に堅固に固定した。水平力はアクチュエーターにより載荷し、ストロークの引き側を正、押し側を負とした。供試体 No.2 のみ鉛直ジャッキにより柱頭部に補強を想定した、実構造物と同程度の軸圧縮応力 0.1N/mm^2 を与えた。

3. 実験結果

3.1 供試体 No.1

(1) 損傷状況

1 回目載荷では、正側は変位 0.86mm、負側は変位-1.02mm でひび割れが生じた。2 回目載荷では、正側は荷重 37.8kN、

変位が 6.98mm に達した時点で、負側は荷重-32.3kN、変位 -6.98mm 時点で補強鋼板が降伏した。3 回目載荷で正側に、荷重 37.1kN、変位 12.96mm で、負側では変位 13.5mm で正側と同様に、西側下部く体の貫通ボルト頭部位置から斜め上方向にひび割れが発生した（図-5）。これによりく体の損傷が

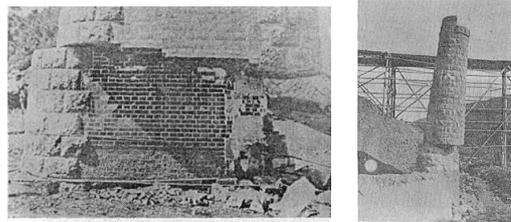


図-1 組積橋脚の被災例



図-2 無筋橋脚の被災例¹⁾

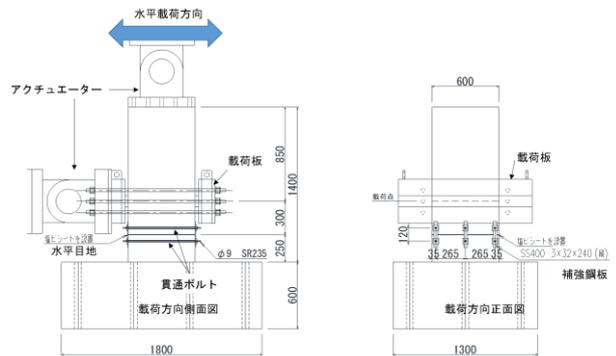


図-3 供試体 No. 1²⁾

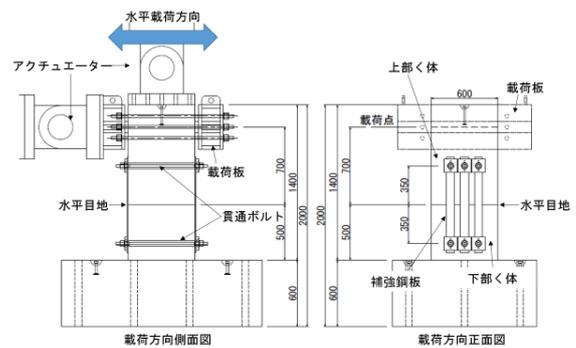


図-4 供試体 No. 2

キーワード 耐震補強, 水平目地, 補強鋼板, ロッキング

表-1 試験体諸元

供試体 No.	断面寸法 B×H (mm)	く体分割位置 (フーチング天端から) (mm)	補強鋼板(SS400) 片側3枚		貫通ボルト	
			(厚×幅)	降伏耐力 (Nmm ²)	材質	径(mm)
1	600×600	250	3×32	379	SR235	9
2	600×600	500	9×73	304	SBPR930/1080	23

顕著になったことから負側への単調載荷に切り替え、供試体の破壊形態を確認した。変位-32.4mm、荷重-79.9kNで最大荷重となったのちに荷重は低下傾向を示し、変位-38.56mm、荷重-56.7kNに達した時点で、下部く体に設置した貫通ボルト頭部で破断した。貫通ボルトの破断後、水平目地部の摩擦係数の参考値とするため補強鋼板を切断し、水平方向に載荷した。

(2) 荷重変位曲線

供試体 No.1 の補強鋼板切断前後の荷重変位曲線を重ねたものを図-6に示す。補強鋼板を切断した後の荷重変位曲線が、一定の荷重下で変位が増大しているのに対し、補強鋼板が設置されている場合の荷重変位曲線は、変位と荷重が比例関係にあることから、補強鋼板により水平ずれに抵抗しているものと考えられる。

3.2 供試体 No.2

(1) 損傷状況

1回目載荷時、正側では変位が0.78mm、負側では変位-0.83mmに達した時点でコンクリートが剥離した。その後は、変位制御により部材角1/200(水平変位6mm)の整数倍で交番載荷を実施した。部材角3/200載荷時に正側、負側とも補強鋼板がく体分割位置付近で降伏ひずみに達した。その後、正側載荷時に変位26.61mm(部材角1/45)で東側の柱基部に、続く負側の載荷では、変位-22.69mm(部材角1/53)時に西側の柱基部にひび割れを確認した。ひび割れが確認された時の状況を図-7に示す。その後、水平変位の増加に伴い基部の目地開きが大きくなり、荷重が低下したため載荷を終了した。

(2) 荷重変位曲線

供試体 No.2 の荷重変位曲線を図-8に示す。図中に、変位6mmを明示した。部材角1/200(水平変位6mm)程度までは荷重が正負ともほぼ一定の値を示していることから、この時点ではまだ補強鋼板の効果は発揮されておらず、水平荷重は摩擦抵抗によるものと考えられる。また、図-8より、水平荷重は変位が6mm程度に達して以降、徐々に増加しており、この荷重増加は補強鋼板によるものと考えられる。

4. まとめ

水平目地を有する無筋・組積橋脚の新たな補強方法として、水平目地部をまたぐ補強鋼板を設置することで、過大な水平ずれを防止し、橋脚基部のロッキングへ誘導することを目的として、交番載荷実験を行った。その結果、供試体 No.1 では本補強構造が水平目地部のずれに対し補強鋼板の引張力で抵抗する機構であること、供試体 No.2 では補強鋼板を設置することにより、水平ずれをある程度生じた後、基部の曲げひび割れを発生させ、柱基部でのロッキング挙動へ誘導できることを確認した。



図-5 供試体 No. 1 損傷状況

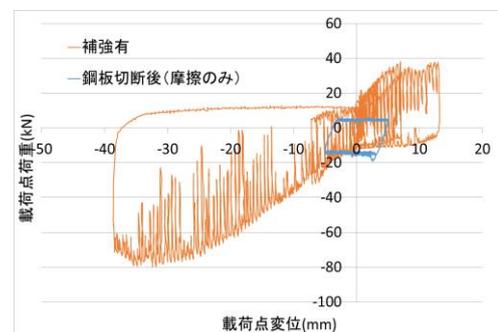


図-6 供試体 No. 1 荷重変位曲線



図-7 供試体 No. 2 基部ひび割れ時

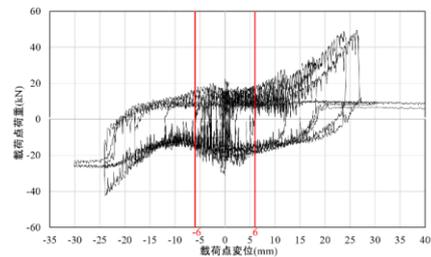


図-8 供試体 No. 2 荷重変位曲線

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：レンガ・石積み、無筋コンクリート構造物の補修、補強の手引き、1987.2
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社：SED No.24 特集「新潟県中越地震と鉄道」、2005.8