

軸方向鉄筋段落し部で曲げ破壊するRC橋脚模型に対する振動台加震実験

(独) 土木研究所 正会員 ○堺 淳一
 (独) 土木研究所 正会員 運上 茂樹

1. まえがき

大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフライン建造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時道路ネットワークの確保は、地震直後の救急救命活動、被災者の避難、救援物資輸送等の震後対応において極めて重要である。道路橋が被災した場合には、まずはその被災を発見するとともに、被災の程度を把握することが重要であり、その後、必要に応じて道路橋の機能を応急的に確保するために修復が行われる。著者らは、こうした震後の対応を支援する技術を開発する目的で、これまで鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の応答周期の変化に基づき被災度を迅速かつ客観的に判定する手法 (橋梁地震被災度判定手法)¹⁾ および地震による RC 橋脚の損傷を1日以内に応急的に修復する手法²⁾を開発してきた。これまでは、基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚を対象に検討してきたが、大規模な地震により被害が多いのは古い基準に準拠した軸方向鉄筋途中定着 (段落し) 部を有する RC 橋脚であるため、こうした橋脚に対する提案手法の適用性を検討するために振動台加震実験を行った。ここでは、その結果を報告する。

2. 実験模型

実験は、図1に示すような軸方向鉄筋の段落し部を有する円形断面 RC 橋脚模型1体を対象として実施した。これは、昭和55年より古い基準によって設計された橋脚の1/4縮小模型を想定したものであり、軸方向鉄筋段落し部で曲げ損傷が生じるように設計した。基部から高さ0.9mで内側の軸方向鉄筋が、高さ1.5mで外側の軸方向鉄筋の半分がそれぞれ段落しされている。柱基部には48本のD10を2段配筋した。横拘束筋としてはD6を100mm間隔で配置した。帯鉄筋は重ね継ぎ手により定着しており、重ね継ぎ手長は170mmである。以上より、軸方向鉄筋比は柱基部、下部段落し部、上部段落し部でそれぞれ2.42%、1.21%、0.61%となる。また、帯鉄筋比は柱基部、下部段落し部、上部段落し部でそれぞれ0.49%、0.24%、0.24%となる。材料試験に基づくコンクリートの圧縮強度は32N/mm²、軸方向鉄筋、帯鉄筋の降伏強度はそれぞれ394N/mm²、327N/mm²であった。入力地震動には兵庫県南部地震のJR鷹取駅の記録³⁾を用いて三次元加震を行った。X、Y、Z方向にそれぞれEW、NS、UD成分を入力した。実験では、弾性レベル加震として加震振幅を10%とした加震を行った後、塑性化が生じるレベルの加震として加震振幅を30%とした実験から振幅を10%ずつ増加させて加震振幅が70%になるまで実験を行った。また、損傷後に修復効果を確認する実験では、余震を想定して加震振幅を10%、50%、70%とした実験を行った。これらをそれぞれ損傷実験、修復実験と呼ぶ。入力地震動の時間軸は相似則に従い50%に圧縮した。

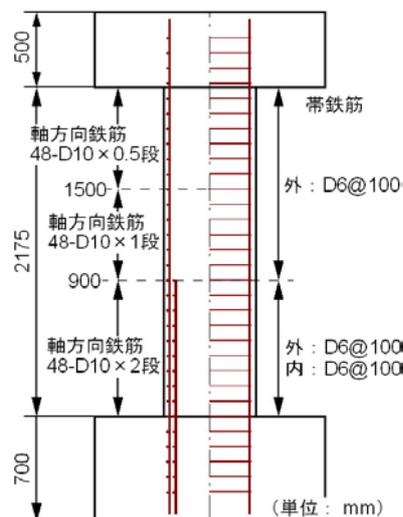
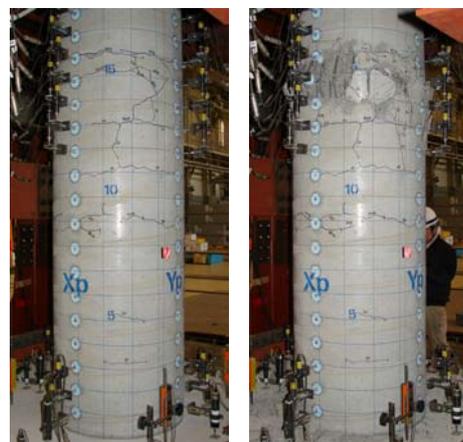


図1 実験模型の配筋



(a) 50%加震後 (b) 70%加震後

図2 損傷の進展

3. 地震応答特性と橋梁地震被災度判定手法の適用性

損傷実験の最終損傷状況を図2に示す。上部の段落し部で曲げ損傷が生じた。図3は50%加震実験と70%加震実験のY方向の橋脚先端における応答変位、文献1)による提案手法に基づく応答周期の変化、水

キーワード 鉄筋コンクリート橋脚, 振動台加震実験, 軸方向鉄筋段落し, 応急復旧, 被災度判定

連絡先 〒305-8516 つくば市南原 1-6 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター TEL: 029-879-6773

水平力～水平変位の履歴を示す。なお、水平力～水平変位の履歴には後述する修復後の実験結果も比較のために示している。加震前の周期 T_0 は X, Y 方向にそれぞれ 0.39 秒, 0.28 秒であった。応答周期の変化によれば、振動台の微振動の影響のために応答周期が検出できなかった時間帯もあるが、主要動が入力されて、大きな応答が生じる段階では初期固有周期よりも応答周期が増加し、損傷および塑性化の進展に伴い固有周期が大きくなった。この実験における応答塑性率の増加の度合いと本手法の適用性を示した結果が図 4 である。実際の応答塑性率は提案手法による推定応答塑性率の 60%程度となっており、この関係を用いてこうした破壊形態を示すモデルに対しても提案手法により応答塑性率をおおむね推定できる。

4. 迅速な応急復旧工法の適用性

損傷の修復には、速乾性材料を用いた炭素繊維シート (CFS) 巻き立て工法²⁾を用いた。本手法では、余震等による脆性的な破壊を防止することが目的のため、短期的なせん断耐力を確保するように炭素繊維シートの巻き立て量を決定した。修復に要した時間は約 8 時間である。加震は修復作業が完了して、約 19 時間後に行った。

修復前の状況と修復実験による損傷を図 5 に示す。修復前後の地震応答は図 3 の水平力～水平変位の履歴に示したとおりである。初期剛性は健全な状態に比べて 20～35%程度低下した。本震の 7 割程度の強度の余震を想定した 50%加震実験によってシート 1 本に軽微な破断が生じたが、損傷実験と修復実験はおおむね同じ履歴を示しており、修復により被災前とほぼ同程度の耐震性能を確保できたと考えられる。本震と同強度の余震が生じたことを想定した 70%加震実験により、シート計 3 本が破断するなど損傷は大きくなり、応答変位としては損傷を生じさせた実験よりも 30%大きくなった。しかし、水平耐力には顕著な低下は見られず、修復された橋脚は安定した地震応答を示しており、提案手法による効果が確認できた。

5. 結論

振動台実験により、橋梁地震被災度判定手法と 1 日以内に応急的に RC 橋脚の損傷を修復する手法は、軸方向鉄筋段落し部で曲げ破壊する RC 橋脚に対しても適用性があることを示した。

参考文献

- 1) 堺淳一, 小林寛, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時被災度判定手法の開発, 土木技術資料, 51-2, pp. 32-35, 2009.
- 2) 堺淳一, 運上茂樹: 震災を受けた道路橋の応急復旧技術の開発に関する振動台加震実験, 土木技術資料, 50-9, pp. 32-35, 2009.
- 3) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No. 23c, RTRI, 1995.

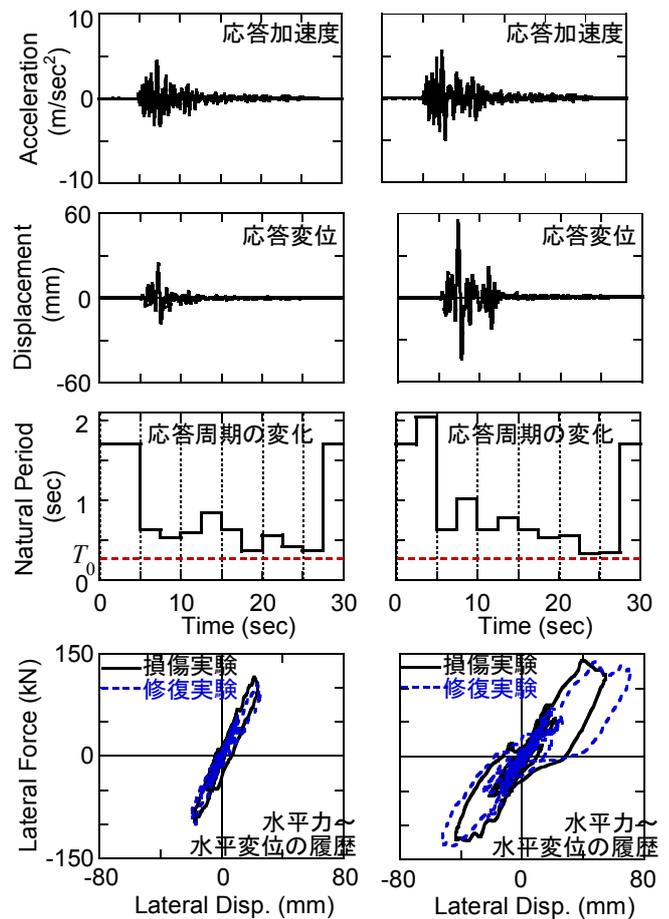


図 3 モデルの地震応答

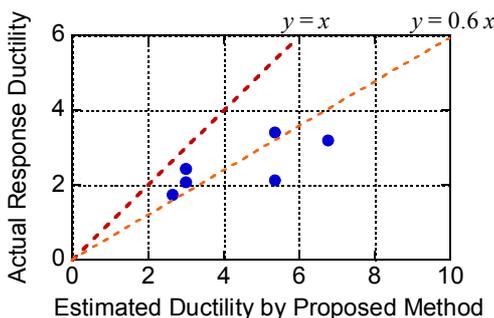


図 4 地震被災度判定手法の適用性



図 5 修復されたモデルの損傷の進展